

Neue Bezeichnung: INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU

DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA · PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY

30-6-1971 001

Nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken
im Koppelfugenbereich durch geklebte Stahllaschen.

Forschungsbericht von F.S. Rostásy, W. Alda und E.H. Ranisch.

Forschungsauftrag 15.069 R 78 D, gefördert vom Bundesminister
für Verkehr.

Gliederung

1. Problemstellung und Ziel
2. Versuchsprogramm
 - 2.1 Vorversuche
 - 2.2 Hauptversuche
3. Vorversuche
 - 3.1 Versuchskörper
 - 3.1.1 Versuchskörper ohne durchgehende Bewehrung
 - 3.1.2 Versuchskörper mit durchgehender Bewehrung
 - 3.2 Baustoffe
 - 3.2.1 Beton
 - 3.2.2 Stahl (schlaaffe Bewehrung)
 - 3.2.3 Laschenstahl
 - 3.2.4 Kleber
 - 3.3 Versuchsdurchführung
 - 3.3.1 Klebarbeiten
 - 3.3.2 Versuchsablauf
 - 3.3.3 Messungen
 - 3.3.3.1 Verschiebungsmessungen
 - 3.3.3.2 Dehnungsmessungen

3.4 Ergebnisse der statischen Versuche

3.4.1 Bruchverhalten und aufnehmbare Verbundspannung

3.4.1.1 Versuchskörper ohne durchgehende Bewehrung

3.4.1.1.1 Allgemeines

3.4.1.1.2 Einfluß der Verbundlänge

3.4.1.1.3 Einfluß der Laschenbreite

3.4.1.1.4 Einfluß der Oberflächenfeuchte des Betons

3.4.1.1.5 Einfluß der Klebschichtdicke

3.4.1.2 Versuchskörper mit durchgehender Bewehrung

3.4.2 Verbundverhalten (Verbundschlupf)

3.4.2.1 Allgemeines

3.4.2.2 Einfluß der Verbundlänge

3.4.2.3 Einfluß der Oberflächenfeuchte des Betons

3.4.2.4 Einfluß der Klebschichtdicke

3.4.2.5 Einfluß der Kleberart

3.4.3 Verteilung der Verbundspannungen

3.4.3.1 Versuchskörper ohne durchgehende Bewehrung

3.4.3.2 Versuchskörper mit durchgehender Bewehrung

3.5 Ergebnisse der dynamischen Vorversuche

3.5.1 Dauerschwingfestigkeit

3.5.2 Relativverschiebungen

3.5.3 Laschenstahl- und Verbundspannungen

3.6 Zusammenfassung

4. Hauptversuche

4.1 Baustoffe und Versuchskörper

4.2 Versuchsdurchführung

4.2.1 Versuchsablauf HV 1 und HV 2

4.2.2 Versuchsablauf HV 3

4.2.3 Versuchsablauf HV 4

4.3 Messungen

4.3.1 Zugkraftmessung

4.3.2 Rißmessungen

4.3.3 Verformungsmessungen

4.3.3.1 Betondehnungen

4.3.3.2 Stahldehnungen

4.4 Versuchsergebnisse

4.4.1 Normalkraft-Dehnungsverlauf

4.4.2 Rißverhalten

4.4.2.1 Der stabilisierte Rißabstand

4.4.2.2 Rißbreite

4.4.3 Änderung der Dehnsteifigkeit durch Rißbildung

4.4.4 Bruchverhalten

4.4.5 Wirkungsgrad der Laschenverstärkung

5. Zusammenfassung

6. Empfehlung für die Durchführung der Sanierung und Bemessungsvorschläge

6.1 Durchführung der Klebarbeiten

6.2 Vorschläge zur Bemessung

7. Literatur

Bezeichnungen

Abmessungen:

b	Breite
d	Höhe
l	Länge
t	Dicke
A	Fläche
u	Umfang

Indices:

m	gemittelt
b	Beton
L	Lasche
K	Klebung
s	Bewehrungsstahl
e	Stahl allgemein
V	Verbund
U	Bruch
R	Riß
S	Streckgrenze

Verhältniswerte:

n_{zs}	$= E_s : E_{bz}$
n_{zL}	$= E_L : E_{bz}$
μ_s	$= A_s : A_b$
μ_L	$= A_L : A_b$
μ_{ges}	$= (A_L + A_s) : A_b$
η	$= A_L : A_s$
k_D	$= K_D : K_{Di}$

Spannungen:

τ	Verbundspannung
τ_m	mittlere Verbundsp.
τ_{mU}	mittlere Bruchverbundsp.
σ_{sR}	Stahlspannung im Riß
σ_{sR}^1	Erstrißspannung

Sonstige:

ϵ_m	mittlere Betondehnung = mittlere Stahldehnung
N	Lastwechselzahl
Z_o	Oberlast
Z_u	Unterlast
β	Festigkeit
s	Laschenschlupf
x	Koordinate in Zugkraft- richtung
K_{Di}	ideelle Dehnsteifigkeit
K_D	Dehnsteifigkeit im Zu- stand II
w	Rißbreite
a	Rißabstand
a_{me}	Endrißabstand
h	Feuchte
W	Wirkungsgrad

1. Problemstellung und Ziel

Fehleinschätzungen über die Höhe der Beanspruchungen aus äußerer Last und Zwang, sowie örtlich geringe Betonzugfestigkeiten haben in der Vergangenheit vielfach zu Bauschäden im Bereich von Koppelfugen feldweise hergestellter durchlaufender Spannbetonbrücken geführt.

Als typisches Schadensbild wurden Risse im Bereich der Koppelfugen festgestellt, deren Breite die Größenordnung von Millimeterbeträgen erreicht (siehe z.B. [15]). Als Folgeerscheinung hiervon muß mit einer erheblichen Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit solcher Bauwerke gerechnet werden. Zum einen ist mit Korrosionserscheinungen zu rechnen, zum anderen führt der durch die Risse bedingte Steifigkeitsverlust dazu, daß die Amplitude der Spannstahlspannung im gerissenen Zustand unter dem wahrscheinlichen Anteil der Verkehrslast unzulässig hohe Werte erreicht und Versagen infolge Ermüdung eintreten kann. Dies wiegt umso schwerer, da die Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern im Koppelpereich nur bei etwa 100 N/mm^2 liegt.

In Kenntnis dieser u.U. schwerwiegenden Folgen wurden bereits die "Besonderen Bestimmungen" in den Zulassungen für Spannverfahren abgeändert [23]. Ferner wird bereits bei im Bau befindlichen bzw. geplanten Brücken zusätzlich schlaffe Bewehrung angeordnet. Diese Übergangsregelung wird nach Einführung der Neufassung von DIN 4227 [24] noch verschärft, da gemäß Abschnitt 9.2.4 für Brücken und vergleichbare Bauwerke die Annahme einer linear anzusetzenden Temperaturdifferenz von 5 K zwischen Ober- und Unterseite verlangt wird.

Für bereits im Betrieb befindliche, geschädigte Brücken jedoch müssen Sanierungsmaßnahmen projektiert werden, die experimentell noch nicht oder nur unvollständig untersucht worden sind. Diese Sanierungsmethoden müssen vor allem folgenden Anforderungen genügen:

1. In Verbindung mit einer Reißverpressung mittels Epoxidharz den Betonquerschnitt für die Aufnahme evtl. Zugspannungen zu reaktivieren.
2. Den Gesamtbewehrungsgrad im Bereich der Koppelfuge zu erhöhen, um beim Auftreten zu erwartender neuer Risse deren Breite zu beschränken.

Bei der Vielfalt von Einsatzmöglichkeiten für Klebverbindungen auf der Basis von Kunstharzen lag es nahe, als Sanierungsmethode das Ankleben von zusätzlicher Bewehrung in Form von Stahllaschen ins Auge zu fassen.

Diese Methode der nachträglich angeklebten Bewehrung ist im Ausland bereits mehrfach erfolgreich angewendet worden (siehe z.B. [2] , [16] , [21]).

Ziel der Forschungsarbeit ist es daher, durch statische und dynamische Zugversuche an durch angeklebte Bewehrung verstärkten Stahlbetontraggliedern folgende Fragen zu beantworten:

- a) Ist die Sanierungsmethode realisierbar ?
- b) Wie ist der Zusammenhang zwischen der Geometrie der angeklebten Bewehrung (Stahllaschen) und der aufnehmbaren Verbundspannung in der Klebfuge ?
- c) Welche Empfehlungen hinsichtlich der Bemessung und der Durchführung der Sanierungsmethode können im Falle der Realisierbarkeit gegeben werden ?

Die Forschungsarbeit wurde in dankenswerter Weise vom Bundesverkehrsminister gefördert. Dank gebührt außerdem den Mitgliedern der Beratergruppe für ihre Betreuung des Forschungsvorhabens:

Herrn Dipl.-Ing. v. Drachenfels

Herrn Dr.-Ing. Eggert

Herrn Dipl.-Ing. Fehse

Herrn Prof. Dr.-Ing. König

Herrn Dr.-Ing. Schiller

Besonderer Dank gebührt vor allem Herrn Hugerschmidt von der Firma CIBA-GEIGY, Basel, für die Bereitstellung der in den Versuchen verwendeten Kleber.

2. Versuchsprogramm

Die Versuche gliedern sich in zwei Abschnitte:

Vor- und Hauptversuche. Als Beton wurde jeweils ein B 35 mit einer Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Prüfung von rd. $0,8 \cdot 40 = 32 \text{ N/mm}^2$ angestrebt. Zur Anwendung kamen ein Epoxidharz der Fa. CIBA-GEIGY als Kleber und St 360 für die Stahllaschen.

2.1 Vorversuche

In den Vorversuchen sollte der Zusammenhang zwischen der mittleren Bruchverbundspannung τ und der Verbundlänge geklärt werden. Von den zahlreichen Einflußfaktoren (Versuchsparameter) wurden die aufgrund eines Literaturstudiums sich ergebenden bedeutsamsten stichprobenartig untersucht:

- Feuchtigkeit der Betonoberfläche
- Laschengeometrie
- Klebschichtdicke
- Belastungsart (statisch, dynamisch)

Folgende Parameter wurden konstant gehalten:

- Betondruckfestigkeit
- Vorbehandlung der Klebflächen (Sandstrahlen)
- Temperatur bei den Klebarbeiten und während der Versuche
- Laschenquerschnittsfläche A_L

(Es wurde mit $0,5 A_L$ ein Zusatzversuche durchgeführt)

Eine Übersicht über die 20 statischen Vorversuche (VV) und die 3 dynamischen Vorversuche (DVV) zeigt die Tabelle 2.1. Alle Versuchskörper, mit Ausnahme von VV 17 und 18, wurden mit dem Kleber A (siehe Abschnitt 3.1.4) geklebt. Aufgrund eines Lieferengpasses wurden die Versucheskörper VV 17 und 18 mit dem Kleber B geklebt.

T a b e l l e 2.1: Versuchsprogramm der Vorversuche

Gruppe	Versuch Nr.	Sym- bol	Untersuchter Parameter	Laschen		Verbund- länge		Querschnitt		Alter bei Versuchs- beginn	Beton	Oberflä- chenfeuch- te	Kle- ber	Kleber	Klebfläche		Messungen		Belastungs- art	Bemerkungen
				Länge		länge		Querschnitt			Druck- festig- keit	hb,o		Schicht- dicke	Soll	Ist	Schlupf	Stahl- dehng.		
				l_{L1}	l_{L2}	l_{V1}	l_{V2}	b_L	t_L	Tage	N/mm ²	%		t_K	$A_{K,Soll}$	$A_{K,Ist}$	S	ϵ_L		
-	-	-	-	cm	cm	cm	cm	mm	mm				-	mm	cm ²	$\% A_{K,Soll}$	-	-	-	-
I	VV 1	■	Verbund- länge	6	9	6	9	100	2,5	43	35,9	> 5	A'	< 1	120	85	x		stat.	
	VV 2	■		12	18	12	18	50	5,0	43	35,9	> 5	A'	< 1	120	100	x		"	
	VV 3	■		9	13,5	9	13,5	100	2,5	43	35,7	> 5	A'	< 1	180	100	x		"	
	VV 4	■		18	27	18	27	50	5,0	43	35,7	> 5	A'	< 1	180	100	x	9 DMS	"	
	VV 5	■		12	18	12	18	100	2,5	32	32,7	> 5	A'	< 1	240	100	x	9 DMS	"	
	VV 6	■		24	36	24	36	50	5,0	32	32,7	> 5	A'	< 1	240	100	x	9 DMS	"	
	VV 7	■		30	30	30	30	100	2,5	38	33,8	> 5	A	< 1	600	100	x		"	
	VV 8	■		55	55	55	55	50	5,0	51	36,1	6,7	A	< 1	550	85	x		"	
	VV 9	■		55	55	55	55	100	2,5	51	36,1	6,7	A	< 1	1100	95	x		"	
II	VV 10	○	Lage der	53	53	35	35	50	5,0	71	33,6	3,8	A	< 1	350	100	x		"	wieder ver-
	VV 11	○	Klebfläche	53	53	35	35	100	2,5	71	33,6	3,8	A	< 1	700	95	x		"	wendete Ver- suchskörper
III	VV 12	□	Beton- feuchte	20	20	20	20	50	5,0	38	31,4	0,7	A	< 1	200	100	x		"	
	VV 13	□		20	20	20	20	100	2,5	38	31,4	0,7	A	< 1	400	100	x		"	
IV	VV 14	▲	Kleb- schicht- dicke	30	30	30	30	50	5,0	61	32,9	5,2	A	5	300	100	x		"	
	VV 15	▲		45	45	45	45	50	5,0	62	32,9	5,2	A	5	450	100	x		"	
V	VV 16	▼	Laschen- breite	30	30	30	30	25	5,0	62	32,9	5,2	A	< 1	150	100			"	Zusatzver- such
VI	VV 17	●	Kleber, (durch- gehende schlaaffe Bewehrung)	8	12	8	12	100	2,5	24	28,9	3,7	B	< 1	160	100	x	9 DMS	"	
	VV 18	●		16	24	16	24	50	5,0	24	28,9	2,7	B	< 1	160	100	x	9 DMS	"	
VII	VV 19	●		25	35	25	35	100	2,5	53	29,5	> 5	A	< 1	500	100		15 DMS	"	
	VV 20	●		45	55	45	55	50	5,0	54	29,5	> 5	A	< 1	450	100		17 DMS	"	
VIII	DVV 1		Dauer- schwell- festig- keit	35	35	20	20	100	3,0	77	36,1	3,8	A	< 1	400	100	x	5 DMS	dyn.+ stat.	
	DVV 2			30	30	30	30	100	3,0	45	33,8	5,2	A	< 1	600	100	x		dyn.	
	DVV 3			30	30	30	30	100	3,0	61	32,9	> 5	A	< 1	600	100	x		dyn.+ stat.	

2.2 Hauptversuche

Für die Hauptversuche sollte ein Stahlbetonquerschnitt mit aufgeklebten Stahllaschen verstärkt werden, der in Abmessungen und Bewehrung einem Ausschnitt aus einer sanierungsbedürftigen Hohlkastenbodenplatte entspricht. Es sollte untersucht werden, ob die aufgeklebte Bewehrung bei zentrischem Zug imstande ist, einerseits das Öffnen eines gegebenen Risses einzuschränken und andererseits im Zustand II einen engen Rißabstand mit unbedenklicher Rißbreite zu erzeugen (Aktivierung des Gesamtbewehrungsgrades). Der Verbund in der Klebfuge sollte dabei statisch und dynamisch beansprucht werden. Es wurden zwei verschiedene Verstärkungsgrade geprüft. Als Verstärkungsgrad η wird das Verhältnis von Laschenquerschnitt A_L zum Querschnitt der vorhandenen schlaffen Bewehrung A_s definiert.

Die folgenden vier Hauptversuche wurden durchgeführt:

HV 1 : Verstärkungsgrad $\eta = 2$, $b_L = 20 \text{ cm}$

HV 2 : Verstärkungsgrad $\eta = 4$, $b_L = 40 \text{ cm}$

HV 3 : wie HV 2, jedoch Klebung unter dynamischer Last

HV 4 : Verstärkungsgrad $\eta = 4$, $b_L = 20 \text{ cm}$

3. Vorversuche

3.1 Versuchskörper

Den schematischen Aufbau der Versuchskörper zeigt Bild 3.1. Es ist zu unterscheiden zwischen Versuchskörpern mit und ohne durchgehende Bewehrung.

3.1.1 Versuchskörper ohne durchgehende Bewehrung

Der Versuchskörper besteht aus zwei Betonprismen von $15 \times 20 \text{ cm}^2$ Querschnittsfläche und je 75 cm Länge, die durch paarweise, an gegenüberliegende Seiten aufgeklebte Stahllaschen miteinander verbunden sind. Die Bewehrung von 2 $\emptyset 14 \text{ mm}$ BSt 420/500 RK ($\mu = 1,03 \%$) dient zur Einleitung der Zugkraft in den Beton. Die zwei Versuchskörperhälften wurden gleichzeitig auf der

Schmalseite liegend betoniert, nach 2 Tagen ausgeschalt und bis zum Tag vor dem Kleben unter Wasser gelagert. Nach etwa 24-stündiger Trocknung unter Prüfhallenbedingungen wurden die Klebflächen des Betons gesandstrahlt. Dann wurden die ebenfalls gesandstrahlten Laschen aufgeklebt. Vorher wurde stichprobenweise die Betonoberflächenfeuchte $h_{p,0}$ nach dem Merkblatt "Anwendung von Reaktionsharzen im Betonbau" [6] mit dem CM-Gerät bestimmt. Sie betrug nach Wasserlagerung zwischen 5 und 8 %.

Bei den Versuchen VV 12 und VV 13 erfolgte die Klebung auf "trockenen" Beton. Diese Körper lagerten unter feuchten Tüchern und wurden vor dem Kleben 24 Stunden lang bei 50° C im Trockenschrank getrocknet. Die Oberflächenfeuchte $h_{p,0}$ betrug zum Zeitpunkt des Klebens dann weniger als 1 %.

Bei den Versuchen VV 10, 11 und DVV 1 erfolgte die Klebung auf Betonkörper, die bereits einmal geprüft worden waren. Die zweite Klebfläche lag hinter der ersten; dadurch war bei diesen Probekörpern die Verbundlänge l_v kürzer als die Laschenlänge l_L .

Für die beiden Versuchskörperhälften wurden zum Teil unterschiedliche Verbundlängen $l_{v1} < l_{v2}$ gewählt. Dadurch konnte in einem Versuch der Einfluß von zwei Verbundlängen auf den Laschenschlupf untersucht werden.

3.1.2 Versuchskörper mit durchgehender Bewehrung

Diese Versuchskörper besaßen eine durchgehende Bewehrung von 2 ϕ 14 mm BSt 420/500 RK. Der Betonkörper war durch ein eingelegtes Blech von 1 mm Dicke mit zwei Bohrungen für die durchgehende Bewehrung in zwei Hälften geteilt. Mit dieser Versuchskörperart sollten die Verhältnisse in einer gerissenen Arbeitsfuge mit durchgehender Anschlußbewehrung nachgebildet werden. Die Herstellung, Lagerung und Klebung erfolgte analog zu Abs. 3.1.2.

3.2 Baustoffe

3.2.1 Beton

Zur Herstellung des Betons wurde Portlandzement PZ 35 F und Kiessand aus dem Harzvorland verwendet. Die Mischungszusammensetzung und die Betoneigenschaften nach DIN 1048 sind aus Tabelle 3.1 zu ersehen. Die Versuche wurden in einem Betonalter von 4 - 7 Wochen durchgeführt. Die Würfeldruckfestigkeit des Betons β_W wurde am Versuchstag an Würfeln mit 15 cm Kantenlänge nach DIN 1048 bestimmt. Die Würfel waren in gleicher Weise gelagert worden wie die Versuchskörper. Die mittlere Betondruckfestigkeit β_{Wm} ergab sich als Mittelwert der Druckfestigkeiten am Versuchstag. Der Beton erbrachte nach ca. 3 Wochen nur noch einen geringen Festigkeitsanstieg, so daß für alle Versuche etwa gleiche Würfeldruckfestigkeiten gegeben waren.

T a b e l l e 3.1

(siehe Blatt 13)

T a b e l l e 3.1 : Zusammensetzung und Eigenschaften des Betons

Zusammensetzung:		
Zement PZ 35 F:		250 kg/m ³
Anmachwasser		238 kg/m ³
Wasserzementwert		0,95
Sand 0/1 mm		25 %
Sand 0/2 mm		10 %
Kies 2/8 mm		42 %
Kies 8/16 mm		23 %
Frischbetoneigenschaften:		
Rohdichte $\rho_{b,h}$		2,37 kg/dm ³
Ausbreitmaß a		40 cm
Verdichtungsmaß c		1,04
Würfeldruckfestigkeit:		
Betonalter:	24 Tage	27,5 N/mm ²
	38 "	31,0 N/mm ²
	52 "	32,7 N/mm ²
	71 "	33,8 N/mm ²
β_{Wm} am Versuchstag		33,0 N/mm ²

3.2.2 Stahl (schlafte Bewehrung)

Für die schlafte Bewehrung wurde BSt 420/500 RK verwendet. Die Festigkeitseigenschaften der verwendeten Betonstähle zeigt Tabelle 3.2.

3.2.3 Laschenstahl

Für die Vor- und Hauptversuche wurden Laschen mit einem Querschnitt von 2,5 x 100, 5 x 50, 5 x 25, 3 x 100 und 6 x 100 mm² verwendet, die nach Angaben des Herstellers der Stahlgüte St 360 entsprechen sollten. Die tatsächlichen Stahleigenschaften bei Prüfungen nach DIN 50 145 zeigt Tabelle 3.2. Die Spannungslinie wurde nur für die Stähle der Hauptversuche bestimmt. Sie sind auf Bild 4.14 dargestellt.

T a b e l l e 3.2 : Kennwerte der Bewehrungs- und Laschenstähle

Stahlart	β_s N/mm ²	β_z N/mm ²	E kN/mm ²
ϕ 10 BSt 420/500 RK ϕ 14 BSt 420/500 RK	412	503	200
	nicht geprüft		
2 ⁵ x 100	225	327	-
3 x 100	259	351	206
6 x 100	326	479	206
3 x 50	242	363	196
5 x 50	287	418	206

3.2.4 Kleber

Für alle Versuche mit Ausnahme der Versuche VV 17 und VV 18 wurde ein gebrauchsfertig abgepackter Epoxidharzkleber auf Araldit-basis verwendet. Die Harzkomponente LMB 2340 ist in 1,0 kg Dosen und die Härterkomponenten LMB 1815 (Kleber A) bzw. LMB 2489 (Kleber A') sind in 0,62 kg Dosen abgepackt. Beide Komponenten sind mit Füllstoffen im Verhältnis (Harz+Härter) zu Füllstoffen wie 1:1 formuliert. Das Mischungsverhältnis Harz zu Härter beträgt 100:62 Gewichtsteile. Das Harz ist weiß, der Härter schwarz; so kann an einer gleichmäßigen Grautönung die vollständige Durchmischung der beiden Komponenten gut kontrolliert werden. Die technischen Eigenschaften des Klebers A nach Angabe des Herstellers zeigt Tabelle 3.3.

T a b e l l e 3.3

(siehe Blatt 15)

T a b e l l e 3.3: Eigenschaften des Klebers A (nach Angabe des Herstellers)

	Einheit	Kleber A	Kleber A'
Harz	LMB	2340	2340
Härter	LMB	1815	2489
Topfzeit bei 10° C	Min.	256	50
20° C	Min.	30	15
30° C	Min.	21	5
Druckfestigkeit nach DIN 53 454			
Prüfkörper 30 x 10 x 10 mm ³	N/mm ²	75	75
Zugfestigkeit n.DIN 53 455			
Schulterstäbe, Dicke 10 mm	N/mm ²	19	18
E-Modul DIN 53 457	N/mm ²	5780	5800
Zugfestigkeit an verklebten Zementmörtelprismen	N/mm ²	4	4
(Härtung 7 Tage/23° C)	-	100 % Betonbruch	100 % Betonbruch
Minimale Temperatur während der Erhärtung	° C	15°	10°

Für die Vorversuche VV 1 - VV 6 wurde anstelle des Härters LMB 1815 der Härter LMB 2489 verwendet (Kleber A'). Dadurch verkürzte sich die Topfzeit bei 20° auf 15 Min. und bei 10° C auf 50 Min.; die minimal geforderte Temperatur während der Erhärtung verringert sich auf 10° C. Die Eigenschaften des erhärteten Klebers A' sind nur unwesentlich anders als die des Klebers A. Für die Vorversuche VV 17 und 18 wurde als Kleber das Epoxidharz-Injektionsmittel (Harz BY 185, Härter HY 2996, Mischungsverhältnis Harz:Härter wie 1:0,3) verwendet. Das Injektionsmittel wurde von uns durch Zugabe von Quarzmehl 0-0,2 mm im Verhältnis 1:1 angesteift (Kleber B).

Nach Angabe des Herstellers soll bei einer Aushärtungstemperatur von 20° C mit allen drei Klebern schon nach einer Erhärtungszeit von 24 Stunden die Klebschicht eine höhere Festigkeit als der Beton besitzen, so daß der Bruch mit hoher Wahrscheinlichkeit im Beton zu erwarten ist. Deshalb erfolgte bei allen Versuchen die Belastung ca. 24-30 Stunden nach dem Kleben.

3.3 Versuchsdurchführung

3.3.1 Klebarbeiten

Die Klebflächen von Beton und Stahl wurden unmittelbar vor dem Kleben mit einem tragbaren Vacuum-Sandstrahlgerät vom Typ Educt-o-matic mit Strahlkorund Nr.24 gestrahlt. Vom Beton wurde lediglich die Schlammeschicht von etwa 1 mm Dicke entfernt, so daß der Grobzuschlag sichtbar wurde (s. Bild 4.3). Die gestrahlten Flächen wurden mit Druckluft gesäubert. Da der zur Verfügung stehende Kompressor keine hochwirksame Ölabscheideanlage besaß, wurden die gestrahlten Flächen zusätzlich mit Trichloräthylen entfettet.

Unmittelbar nach dem Mischen von Harz und Härter erfolgte das Auftragen des Klebers und zwar auf die Stahlflächen. Die Klebstoffdicke betrug in der Mitte der Lasche ca. 5 mm und nahm zu den Seitenrändern hin ab.

Die Laschen wurden dann paarweise an die senkrechten Betonflächen angesetzt und mit Schraubzwingen soweit angepreßt, daß der Kleber rundherum herausquoll. Der Abstand der Schraubzwingen betrug ca. 15 cm. Die Bleche erwiesen sich bei den vorhandenen Abmessungen als ausreichend steif, so daß auf lastverteilende Kanthölzer verzichtet werden konnte. Nach Angabe des Herstellers ist der Anpreßdruck an sich ohne Einfluß auf die Festigkeit. Die Klebschicht sollte jedoch möglichst dünn sein. Der herausgequetschte Kleber wurde vor dem Erhärten entfernt. Nach augen-

scheinlicher Untersuchung betrug die so hergestellte Klebschichtdicke im Mittel etwa 1 mm.

Bei den Versuchen VV 14 und VV 15 sollte der Einfluß einer dickeren Kleberschicht untersucht werden. Dazu wurde der Kleber jeweils nur auf die waagerechte Betonkörperoberseite in eine 5 mm hohe Schalung aus Holzleisten eingefüllt. Die Stahllasche wurde dann aufgelegt und nur leicht angedrückt, so daß zwar der Kleber rundherum herausquoll, eine mittlere Kleberschichtdicke von 5 mm aber erhalten blieb.

3.3.2 Versuchsablauf

Etwa 24 Stunden nach dem Kleben wurden die Schraubzwingen entfernt und der Körper senkrecht in eine Zugprüfmaschine mit Flachstahlbacken eingehängt (s. Bild 3.2). Die Belastung erfolgte bei den statischen Versuchen in Laststufen von 10 kN bis zum Bruch und durch Zugschwellbeanspruchung bei den dynamischen Versuchen.

Nach Beendigung des Bruchversuches wurden die Laschen abgemeißelt, um festzustellen, ob Klebfehler wie Luftblasen oder Hohlräume vorgelegen haben und ob der Bruch im Beton oder in der Klebschicht erfolgt ist.

3.3.3 Messungen

3.3.3.1 Verschiebungsmessungen

Die Relativverschiebungen der Lasche gegenüber dem Beton, der sogenannte Verbundschlupf, wurden an jedem belasteten Laschenende mit einer Meßuhr (0,001 mm Teilung) gemessen (Uhr 2 und 4 auf Bild 3.2). Bei einigen Versuchen wurden zusätzlich die Relativverschiebungen an den unbelasteten Laschenenden gemessen (Uhr 1 und 3 auf Bild 3.2). Bei anderen Versuchen wurde der Verbundschlupf mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen (s. Bild 3.3) und kraftabhängig auf einem x-y-Kompensographen aufgezeichnet.

3.3.3.2 Dehnungsmessungen

Bei einigen Versuchen wurden auf die Außenseiten der Stahl-laschen Dehnungsmeßstreifen (DMS) aufgeklebt. Die Anordnung der DMS zeigt Bild 3.4. Damit sollte die qualitative Verteilung der Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Verbundlänge gemessen werden. Aus den gemessenen Stahldehnungen können die Laschennormalspannungen σ_L errechnet werden. Aus den Spannungen σ_L lassen sich näherungsweise die Klebverbundspannungen τ nach der Formel

$$\tau = \frac{\sigma_{n+1} - \sigma_n}{b_L \cdot \Delta \ell} A_L \quad (3.1)$$

berechnen und als Stufenkurve darstellen. Hierin bedeuten

σ_n : Normalspannung am DMS n

$\Delta \ell$: Abstand zwischen DMS n und DMS n+1

Bei den Meßergebnissen ist zu bedenken, daß die gemessenen Dehnungen die Dehnungen unbekannter Größe aus dem Versatzmoment bereits enthalten.

3.4 Ergebnisse der statischen Vorversuche

3.4.1 Bruchverhalten und aufnehmbare Verbundspannung

3.4.1.1 Versuchskörper ohne durchgehende Bewehrung

3.4.1.1.1 Allgemeines

Der Bruch erfolgte bei allen Versuchen schlagartig durch das Abreißen eines Laschenendes vom Beton. Nur bei einigen Versuchen kündigte sich der Bruch kurz vor Erreichen der Bruchlast durch starkes Anwachsen des Verbundschlupfes (Relativverschiebung zwischen Beton und Laschenstahl) an.

Bei anderen Versuchen erfolgte der Bruch nach einer Standzeit von 1-2 Minuten (VV 4, 5, 7 und 12) während der Meßuhrablesungen. Das typische Bruchbild ist gekennzeichnet durch ein Lösen des hinteren Laschenteils vom Beton und durch das Abreißen eines im Längsschnitt dreieckförmigen Betonkeils, der mit dem vorderen Laschenteil verbunden bleibt. Die Bruchfläche dieses Betonkeils erstreckt sich über die gesamte Balkenbreite von $b = 15 \text{ cm}$ und bildet mit der Balkenachse einen Winkel von 45° oder flacher (siehe die Bilder Nr. 3.3 u. 3.5). Am hinteren Laschenteil bleibt eine mehrere Millimeter dicke Betonschicht an der Lasche haften. Die Bruchfläche läuft z.T. durch den Grobzuschlag hindurch. In Ausnahmefällen verlief die Bruchfläche bereichsweise in der Klebschicht; vereinzelt wurde auch ein Ablösen des Klebers vom Stahl beobachtet (scheinbarer Adhäsionsbruch), s. die Bilder 3.6 u. 3.7). Ein Einfluß der Versagensstelle (Beton, Klebschicht oder Adhäsionsbruch) auf die Höhe der Bruchlast konnte nicht festgestellt werden.

Bei einigen Klebungen, hauptsächlich zu Beginn der Versuche, sind Klebfehler aufgetreten. Unter Klebfehlern sind Einschluß von Luftblasen in der Klebfuge oder unvollständige Benetzung von Beton oder Stahl zu verstehen (siehe Bild 3.8). Im Laufe der Zeit konnte das Auftreten solcher Fehler durch sorgfältiges Auftragen und Anpressen reduziert werden.

Aus der Bruchlast Z_U läßt sich die mittlere Bruchverbundspannung zu

$$\tau_{mU} = \frac{Z_U \text{ (gemessen)}}{A_K \text{ (Soll)}} \quad (3.2)$$

errechnen. In der Tabelle 3.4 sind die Bruchlasten und die errechneten mittleren Bruchverbundspannungen τ_{mU} zusammengestellt. Da die zum Zeitpunkt der Prüfung vorhandene Druckfestigkeit sicherlich die Größe von τ_{mU} beeinflußt und Fehlklebflächen das Ergebnis verfälschen, wurde in Tabelle 3.4 die Bruchverbundspannung angegeben zu:

$$\overline{\tau_{mU}} = \frac{Z_U}{A_K \text{ (Ist)}} \cdot \frac{\beta_{Wm}}{\beta_W} \quad (3.3) \quad - 20 -$$

T a b e l l e 3.4 : Ergebnisse der statischen Vorversuche

Gruppe	Vers. Nr.	Sym- bol	Verbund- länge l_{V1}	Laschen- breite b_L	Bruchlast Z_U	Stahlspannung in der Lasche σ_{LU}	$\tau_{mU} = \frac{Z_U}{A_{K,Soll}}$	$\tau_{mU} = \frac{Z_U}{A_{K,Ist}} \cdot \frac{\beta_{Wm}}{\beta_W}$
-	-	-	cm	cm	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
I	VV 1	■	6	10	22,8	45,6	1,9	2,06
	VV 2	■	12	5	40,0	80,0	3,3	3,07
	VV 3	■	9	10	36,8	73,6	2,0	1,89
	VV 4	■	18	5	60,0	120,0	3,3	2,08
	VV 5	■	12	10	40,0	80,0	1,7	1,68
	VV 6	■	24	5	70,0	140,0	3,3	2,94
	VV 7	■	30	10	90,0	180,0	1,5	1,47
	VV 8	■	55	5	74,2	148,4	1,4	1,45
	VV 9	■	55	10	124,0	228,0	1,1	1,08
II	VV 10	○	35	5	108,0	216,0	3,1	3,03
	VV 11	○	35	10	110,0	220,0	1,6	1,62
III	VV 12	□	20	5	50,0	100,0	3,1	2,63
	VV 13	□	20	10	69,0	138,0	1,7	1,81
IV	VV 14	▲	30	5	74,2	148,4	2,5	2,48
	VV 15	▲	45	5	89,1	178,2	2,0	1,99
V	VV 16	▼	30	2,5	35,3	141,2	2,4	2,36
VI	VV 17	●	8	10	35,0	70,0	2,2	2,50
	VV 18	●	16	5	43,4	86,8	3,1	3,09
VII	VV 19	●	25	10	74,6	148,8	1,5	1,66
	VV 20	●	45	5	89,1	178,2	2,0	2,22

3.4.1.1.2 Einfluß der Verbundlänge

In den Bildern 3.9 und 3.10 sind die Bruchlasten Z_U in Abhängigkeit von der Verbundlänge l_V getrennt für die 5 und 10 cm breiten Laschen aufgetragen. Die Versuchsergebnisse bei Klebung auf "feuchter" Betonoberfläche sind durch einen Polygonzug verbunden. Es zeigt sich, daß die Bruchlast Z_U bis zu einer Verbundlänge von ca. 30 cm angenähert proportional der Verbundlänge l_V anwächst. Eine weitere Steigerung von l_V bringt kaum noch eine Vergrößerung der Bruchlast. Diese Gesetzmäßigkeit gilt in ähnlicher Form für alle geklebten, geschweißten oder genieteten Laschenstöße [22].

Der Grenzwert der aufnehmbaren Laschenkraft liegt für die hier geprüfte Betongüte B 35 bei ca. 6 kN je cm Laschenbreite. Bresson [3] hat aufgrund seiner Versuchsergebnisse einen Grenzwert von 4,5 kN/cm Breite vorgeschlagen.

In Bild 3.11 ist die mittlere Bruchverbundspannung in Abhängigkeit von der Verbundlänge für alle Versuche aufgetragen. Man erkennt, daß die Werte von τ_{mU} mit zunehmendem l_V monoton abnehmen. Im Bereich praktikabler Laschenlängen kann von einem Grenzwert in Höhe von 1,2 bis 1,5 N/mm² ausgegangen werden.

In Bild 3.12 ist die mittlere Bruchverbundspannung als Funktion der Klebfläche für alle Versuche aufgetragen. Analog zu Bild 3.11 streben die Werte von τ_{mU} mit zunehmendem A_K ebenfalls dem Grenzwert von 1,2 bis 1,5 N/mm².

3.4.1.1.3 Einfluß der Laschenbreite

Wie bereits die Bilder 3.9 und 3.10 zeigten, sind die Zugkräfte, die über Klebverbund in den Beton eingeleitet werden können, bei kleiner Verbundlänge für breite (100 mm) und schmale (50 mm) Laschen etwa gleich groß. Bild 3.12 macht diese Aussage noch deutlicher. Bei gleicher Klebfläche liegt die mittlere Verbundbruchspannung τ_{mU} für schmale Laschen deutlich höher als für breite Laschen. Zu berücksichtigen ist jedoch, daß τ_{mU} mit zunehmender Verbundlänge abnimmt. Dieser Tatsache trägt Bild 3.13

Rechnung. Die Tendenz ist eindeutig: τ_{mU} ist bei gleicher Verbundlänge umso kleiner, je breiter die Lasche gewählt wurde. Diese Aussage steht in einem gewissen Widerspruch zur Literatur, in der üblicherweise für $l_v = \text{konst.}$ Proportionalität zwischen der Laschenbreite b_L und der aufnehmbaren Zugkraft (d.h. gleiches τ_{mU}) angenommen wird.

Eine Erklärung für diesen scheinbaren Widerspruch wird möglich, wenn man das bereits geschilderte Bruchverhalten interpretiert (s.z.B. Bilder 3.3 und 3.5). Die Verteilung der Verbundspannungen über die Verbundlänge l_v liefert in unmittelbarer Nähe eines Risses bekanntlich eine Verbundspannungsspitze. Die daraus resultierende Betonhauptzugspannung hat das Abreißen des Betonkeils - wie in Abschnitt 3.4.1 geschildert - zur Folge. Dieser Bruchkeil bildet sich bereits bei den schmalen Laschen ($b_L = 50 \text{ mm}$) und zwar bei einer bestimmten Laschenzugkraft. Bei einer gleichlangen, jedoch breiteren Lasche kann diese Zugkraft jedoch mit deutlich kleineren Verbundspannungen aufgebaut werden. Wäre der Versuchskörper hinsichtlich seiner Breite zur Prüfung der breiten Laschen größer ausgeführt worden, so hätten sich vermutlich für breite Laschen ähnlich hohe mittlere Verbundbruchspannungen ergeben wie bei den schmalen Laschen.

Die Versuche VV 10 und 11, bei denen die Klebfläche nicht bis an die Trennfuge heranreichte, wurden deutlich höhere Bruchlasten (größere Werte von τ_{mU}) erreicht als aufgrund der gewählten Verbundlänge zu erwarten war. Die Ursache hierfür ist, daß sich in diesen Versuchen kein Bruchkeil ausbilden konnte. Zusammenfassend kann also gesagt werden, daß die Verwendung von breiten Laschen nur dann sinnvoll ist, wenn eine ausreichend große, ungestörte Betonfläche zur Verfügung steht, um die durch die Verbundspannungen verursachten Hauptzugspannungen im Beton aufnehmen zu können.

3.4.1.1.4 Einfluß der Betonoberflächenfeuchte

Der Einfluß der Betonoberflächenfeuchte $h_{b,o}$ wurde stichprobenweise in zwei Versuchen (VV 12 und 13) geprüft. Während bei den Versuchen VV 1 - 9 die Oberflächenfeuchte mehr als 5 % betrug ("feuchter" Beton), betrug die Feuchte bei den Versuchen VV 12 und 13 weniger als 1 % ("trockener" Beton).

Wie aus den Bildern 3.9 und 3.10 zu ersehen ist, betrug die Bruchlast des VV 12 ca. 88 % und die des VV 13 ca. 119 % der zu erwartenden Bruchlast bei Klebung auf "feuchten" Beton. Die Verbundspannungen lagen nach Bild 3.11 ebenfalls im normalen Streubereich. Nach Angabe des Klebstoffherstellers ist der verwendete Kleber auch für "feuchten" Beton gut geeignet. Möglicherweise haben sich deshalb keine signifikanten Unterschiede gezeigt.

3.4.1.1.5 Einfluß der Klebschichtdicke

Es wurden zwei Versuche (VV 14 und 15) mit einer Klebschichtdicke von $t_K = 0.5$ mm durchgeführt. Wie aus den Bildern 3.9 und 3.11 zu ersehen ist, ergaben sich hinsichtlich der Bruchlast und der mittleren Verbundbruchspannung τ_{mU} keine auffälligen Unterschiede gegenüber den Versuchen mit einer "dünnen" Klebschicht von $t_K \leq 1$ mm.

3.4.1.2 Versuchskörper mit durchgehender Bewehrung

Bei diesen Versuchen rissen die Laschen nicht ab, statt dessen entstanden sowohl außerhalb als auch innerhalb der Laschen Risse im Beton. Bei steigender Last fing die Bewehrung in den Rissen außerhalb der Laschen an zu fließen, so daß eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich war.

An den Dehnmeßstreifen, welche auf die Laschen aufgeklebt worden waren, wurde von einer bestimmten Laststufe an keine weitere Dehnungszunahme mehr festgestellt (s. Bild 3.21 und 3.22).

Die Laschen haben sich offenbar durch Verbundschlupf

der weiteren Lastaufnahme entzogen. Die dazugehörige Last wurde als Bruchlast für die aufgeklebten Laschen definiert, wobei in der Trennfuge eine Kraftverteilung im Verhältnis von $A_L:A_S$ angenommen wurde. Wie aus den Bildern 3.9 bis 3.12 zu ersehen ist, liegen die so ermittelten Bruchlasten und Bruchschubspannungen im Streubereich der übrigen Versuche.

3.4.2 Verbundschlupf

3.4.2.1 Allgemeines

Als Verbundschlupf wurde die Relativverschiebung zwischen Beton und Laschen am belasteten Laschenende gemessen. Die Verschiebungen am unbelasteten Ende, welche nur stichprobenartig gemessen worden waren, lagen unterhalb der Meßgenauigkeit der Meßuhren.

Die gemessenen Verschiebungen am belasteten Ende sind für die verschiedenen Verbundlängen auf den Anlagen 5 und 6 zusammengestellt. Es sind jeweils die Mittelwerte aus zwei bzw. vier Meßstellen angegeben. Die Verschiebungen sind in den Bildern 3.14 und 3.15 als Funktion der Verbundspannung τ_m und in den Bildern 3.16 und 3.17 als Funktion der Laschennormalspannung σ_L dargestellt. Man sieht, daß die Verschiebungslinien nur schwach gekrümmt sind. Bis zur halben Bruchlast kann nahezu ein linearer Zusammenhang angenommen werden.

3.4.2.2 Einfluß der Verbundlänge

Trägt man die Verschiebung als Funktion der Verbundspannung auf (Bilder 3.14 und 3.15), so nimmt die Verschiebung mit steigender Verbundlänge l_v zu. Trägt man hingegen die Verschiebung in Abhängigkeit der Laschenspannung auf, so ist die Verbundlänge ohne signifikanten Einfluß. Die Erklärung hierfür liegt in der Tatsache, daß die Verbundspannungen mit zunehmendem l_v abnehmen (s. Bild 3.11).

Die einzelnen Meßwerte wiesen oft erhebliche Streuungen auf. Deshalb kann mit den vorliegenden Versuchsergebnissen noch kein Kraft-Verschiebungsgesetz angegeben werden.

Bei den untersuchten Verbundlängen lag der Schlupf bei Klebung auf "feuchtem" Beton und "dünner" Klebschicht bei 50 % Bruchlast zwischen 0,005 und 0,030 mm und bei 80 % Bruchlast zwischen 0,010 und 0,065 mm.

3.4.2.3 Einfluß der Betonoberflächenfeuchte

Bei der 10 cm breiten Lasche war der gemessene Schlupf bei Klebung auf "trockenem" Beton etwa genauso groß wie der entsprechende bei Klebung auf "feuchtem" Beton (s. Bild 3.14).

Bei der 5 cm breiten Lasche ergaben sich hingegen deutlich niedrigere Schlupfwerte bei Klebung auf "trockenem" Beton (s. Bild 3.15).

Da - wie bereits erläutert - bei den 10 cm breiten Laschen ein vorzeitiges Versagen infolge Bruchkeilbildung erfolgt, sind die dort gemessenen Werte vorsichtiger zu bewerten. Es darf u.E. davon ausgegangen werden, daß eine Klebung auf "trockenem" Beton eine steifere Verbindung bewirkt.

3.4.2.4 Einfluß der Klebschichtdicke

Die beiden Versuche mit einer 5 mm dicken Klebschicht (VV 14 $l_v = 30$ cm und VV 15 $l_v = 45$ cm) zeigten insbesondere oberhalb der halben Bruchlast einen deutlich größeren Schlupf als die vergleichbaren Versuche mit dünner Klebschicht. Bei niedrigeren Lasten lag der Schlupf innerhalb des allgemeinen Streubereiches (s. Bild 3.15 und 3.17).

3.4.2.5 Einfluß der Kleberart

Die Versuche VV 17 und 18 sind mit dem Kleber B geklebt worden. Der Schlupf war bei diesen (s. Bilder 3.14 - 3.17) Versuchen erheblich höher als bei den übrigen Versuchen mit Kleber A, ohne daß die Bruchlast auffällig verändert wurde (s. Abs. 3.4.1.2).

3.4.3 Verteilung der Laschennormalspannungen σ_L und der Verbundspannung τ_v über die Laschenlänge

3.4.3.1 Versuchskörper ohne durchgehende Bewehrung

Die Dehnungsmessungen auf den Stahllaschen ergaben, daß die Stahllaschen von der ersten Laststufe an mit der gesamten Verbundlänge an der Kraftübertragung beteiligt waren. Wie aus den Bildern 3.18 - 3.20 zu ersehen ist, nehmen die Dehnungen und somit auch die Laschennormalspannungen σ_L an allen Meßstellen angenähert linear mit der Laschenzugkraft zu. Diese Zunahme ist umso steiler je näher die Meßstelle am belasteten Laschenende liegt.

Auf den Bildern 3.23 - 3.25 sind die Laschenspannungen $\sigma_L(x, Z)$ über die Verbundlänge aufgetragen. Dazu sind die nach Abs. 3.3.3.2 berechneten Verbundspannungen $\tau(x, Z)$ in Form von Treppenkurven in 3 typischen Beispielen angegeben. Die vorliegenden Versuchsergebnisse gestatten lediglich qualitative Aussagen über die Spannungsverteilung. Der Verlauf der Normalspannungen über der Laschenlänge scheint S-förmig gekrümmt zu sein. Daraus ergeben sich an den beiden Laschenenden Verbundspannungsspitzen bzw. -konzentrationen. Die Verbundspannungsspitzen am belasteten Ende sind jedoch erheblich größer und erreichten beim Vorversuch VV 5 einen Maximalwert von ca. $9,3 \text{ N/mm}^2$. Dieser Spitzenwert erstreckte sich jedoch nur über einen Bereich von 10 mm und muß u.E. als Sonderfall angesehen werden. Im allgemeinen liegen die Verbundspannungsspitzen kurz vor dem Bruch zwischen 3 N/mm^2 und 6 N/mm^2 .

3.4.3.2 Versuchskörper mit durchgehender Bewehrung

Bei den Versuchen mit durchgehender Bewehrung entstanden bei höheren Lasten weitere Spitzen in der Verteilung der Laschen-normalspannungen infolge Rißbildung innerhalb der Kleblänge. Die Verbundspannung wechselt dann am Riß das Vorzeichen. Die Laschendehnungen $\epsilon_L(x, z)$ sind auf Bild 3.21 und 3.22 und die Laschenspannungen $\sigma_L(x, z)$ und die Verbundspannungen $\tau(x, z)$ sind für VV 18 bis VV 20 auf Bild 3.26 bis 3.30 dargestellt. Die Werte für σ_L in der Fuge ($x = 0$) wurden unter der Annahme einer Kraftverteilung zwischen Laschen und Bewehrungsstahl im Verhältnis der Querschnittsflächen nach dem Hooke'schen Gesetz errechnet. Damit ergaben sich nach Formel 3.1 zum Teil erheblich höhere Verbundspannungen als bei den Versuchen ohne durchgehende Bewehrung. Daraus ist zu schließen, daß die Annahme über die Kraftverteilung insbesondere bei Verwendung des Klebers B (s. Bild 3.26) und in der Nähe der Bruchlast unzutreffend ist.

3.5 Ergebnisse der dynamischen Vorversuche

3.5.1 Dauerschwingfestigkeit

Die Kenndaten der drei dynamischen Vorversuche zeigt die folgende Tabelle 3.5. Die statische Bruchlast Z_U für die Versuche DVV 2 und DVV 3 wurde vorher durch den Versuch VV 7 mit gleichen Abmessungen bestimmt.

Die statische Bruchlast für den Versuch DVV 1 wurde mit Hilfe des Bildes 3.10 abgeschätzt. Dabei wurde wie folgt vorgegangen: Ausgehend von dem Polygonzug für die Versuchskörper mit feuchter Betonfläche ergibt sich für $l_V = 20$ cm eine Bruchlast $\bar{Z}_U \approx Z_U = 60$ kN. Beim Versuch DVV 1 reichte die Klebfläche nicht bis an die Fuge heran. Beim entsprechenden Vergleichsversuch VV 11 lag die erreichte Bruchlast nach Bild 3.10 um 17 % über dem Polygonzugwert (keine Bruchkeilbildung!). Erhöht man die Bruchlast von 60 kN ebenfalls um 17 %, so erhält man die zu erwartende statische Bruchlast von ~ 70 kN für den Versuch DVV 1.

T a b e l l e 3.5

(siehe Blatt 28)

T a b e l l e 3.5: Dynamische Vorversuche

Merkmal	Einheit	DVV 1	DVV 2	DVV 3
Laschenquerschnitt A_L	mm ²	2 ∇ 3x100	2 ∇ 3x100	2 ∇ 3x100
Laschenlänge l_L	mm	350	300	300
Verbundlänge l_V	mm	200	300	300
Stat. Bruchlast Z_U	kN	70	90	90
1. Dyn. Beanspruchungsperiode				
Oberlast Z_O	% Z_U	45	72	72
Unterlast Z_U	% Z_U	13	44	44
$\tau_m (Z_O)$	N/mm ²	0,79	1,08	1,08
$\tau_m (Z_U)$	N/mm ²	0,23	0,66	0,66
Frequenz	Hz	0,4	6	6
Lastspiele N	x1000	130	1170	1060
2. Dyn. Beanspruchungsperiode				
Oberlast Z_O	% Z_U	60	88	88
Unterlast Z_U	% Z_U	25	44	44
$\tau_m (Z_O)$	N/mm ²	1,05	1,32	1,32
$\tau_m (Z_U)$	N/mm ²	0,44	0,66	0,66
Frequenz	Hz	0,5	6	6
Lastspiele N	x1000	290	270	520
Stat. Bruchlast nach dyn. Beanspruchung	% Z_U	144	Dauerbruch	122
τ_{mU}	N/mm ²	2,53	-	1,83

Die stichprobenhafte Prüfung der Dauerschwingfestigkeit von auf-
geklebten Stahllaschen ergab in einem Versuch einen Dauerbruch
nach insgesamt 1.440.000 Lastspielen. Die beiden anderen Versuche
mußten nach 420.000 bzw. 1.580.000 Lastspielen aus zeitlichen
Gründen abgebrochen werden. Diese Versuchskörper wurden an-
schließend statisch bis zum Bruch belastet. Die zu erwartende
statische Bruchlast Z_U wurde aus Bild 3.10 entnommen. Die Versa-
gensart und das Bruchbild unterschied sich nicht von denjenigen
der statischen Versuche.

Auffällig war die Festigkeitssteigerung gegenüber der zu erwartenden statischen Bruchlast, die bei der statischen Belastung von den Versuchskörpern DVV 1 und DVV 3 nach dynamischer Vorbelastung erreicht wurde. Eine Erklärung hierfür wäre der Abbau der Verbundspannungsspitze im Zuge der Dauerschwellphase, wie aus Bild 3.33 ersichtlich. Möglicherweise hat auch die durch die dynamische Belastung hervorgerufene Erwärmung eine Nachvernetzung des Klebers bewirkt.

3.5.2 Relativverschiebungen

Die Mittelwerte der gemessenen Relativverschiebungen zwischen Beton und dem belasteten Laschenende sind in Bild 3.31 in doppel-logarithmischem Maßstab in Abhängigkeit von der Lastspielzahl dargestellt. Aus dem angenähert geradlinigen Verlauf ergibt sich, daß mit steigender Lastspielzahl N eine Abnahme der Verschiebungsgeschwindigkeit eintritt.

Die folgende Tabelle 3.6 gibt die Relativverschiebungen vor und nach der dynamischen Belastung an.

T a b e l l e 3.6 : Relativverschiebungen bei dynamischer Belastung

	DVV 1	DVV 2	DVV 3
Vor der dyn. Belastung:			
Verschiebung bei Oberlast s_o in mm	0,012	0,013	0,030
Verschiebung bei Unterlast s_u " "	0,005	0,009	0,011
$\Delta s = s_o - s_u$ in mm	0,007	0,004	0,019
Nach 100.000 Lastwechseln:			
Verschiebung bei Oberlast s_o in mm	0,014	-	0,040
Verschiebung bei Unterlast s_u " "	0,007	-	0,030
$\Delta s = s_o - s_u$ in mm	0,007	0,004	0,010

Für den Versuch DVV 2 kann nur die Verschiebungsdifferenz Δs angegeben werden, weil im Bereich der induktiven Wegmessung während der Belastungsperiode eine Nullpunktverschiebung auftrat. Die Abnahme von Δs beim Versuch DVV 3 deutet auf eine Steifigkeitszunahme in der Klebfuge während der Belastung hin.

Bresson [1] hat in dynamischen Versuchen mit Epoxidharzklebern ebenfalls solche Verfestigungen beobachtet.

3.5.3 Laschennormal- und Verbundspannungen

Die Laschendehnungen ϵ_L wurden nur beim Versuch DVV 1 gemessen. Sie sind auf Bild 3.32 in doppel-logarithmischem Maßstab in Abhängigkeit von der Lastspielzahl N dargestellt. Die Dehnungszunahme erfolgt umso schneller, je größer x ist, d.h. je weiter die Meßstelle vom belasteten Laschenende entfernt ist. Das bedeutet: Die Verbundspannungsspitze wandert während der dynamischen Belastung zum unbelasteten Laschenende hin. Auffällig ist die Kräfteumlagerung im Bereich der Lasche bei der Erhöhung der Mittelspannung nach 130.000 Lastwechseln. Auf Bild 3.33 sind die Laschenspannungen $\sigma_L(x, Z_0, N)$ und die daraus berechneten Verbundspannungen über die Verbundlänge l_V aufgetragen. Es ist deutlich zu sehen, daß während der Dauerschwellbeanspruchung und insbesondere bei einer Laststeigerung ein Abbau der Verbundspannungsspitzen stattfindet und daß das Verbundspannungsmaximum vom belasteten Laschenende weg wandert. Der Abbau der Spannungsspitze läßt auf eine hohe Dauerschwingfestigkeit der Klebung schließen.

Auf Bild 3.34 sind die Stahldehnungen ϵ_L in Abhängigkeit von der Zugkraft beim statischen Bruchversuch dargestellt. Dieser Bruchversuch fand im Anschluß an die 420.000 Lastwechsel statt. Im Gegensatz zu den Vorversuchen trat hier an der Meßstelle 3 eine parabolische Dehnungszunahme auf. Auch daraus kann auf ein Wandern der Verbundspannungsspitze zum unbelasteten Ende hin geschlossen werden.

Aufgrund der bereits erwähnten Versatzmomente und der unvermeidbaren Außermittigkeiten sowie der relativ kleinen Anzahl von Meßstellen und -daten können die Ergebnisse der Stahldehnungsmessungen lediglich qualitative Aussagen liefern.

3.6 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß sich mit Hilfe von Epoxidharzklebern zuverlässig wirkende, schubfeste Verbindungen zwischen Stahl (-laschen) und Beton bzw. Stahlbeton herstellen lassen.

Die mittlere Verbundspannung für Endverankerungen liegt für Verbundlängen von 10 bis 60 cm zwischen 3,5 und 1,2 N/mm². Ist die Betonoberfläche, auf die die Stahllasche geklebt werden soll, nicht ausreichend breit (b kleiner als das etwa 3 bis 4-fache der Laschenbreite b_L), so muß mit einem beträchtlichen Abfall der mittleren Verbundbruchspannung τ_{mU} gerechnet werden, da in diesem Fall die aufnehmbaren Hauptzugspannungen im Beton im Anfangsbereich der Eintragungslänge überschritten werden.

Unterhalb eines Verhältnisses $b_L/t_L \leq 40$ ist bei Verwendung von Stahllaschen aus St 360 mit einem Bruch durch Verbundversagen zu rechnen, bevor die Streckgrenze in der Lasche erreicht wird.

Die Betonoberflächenfeuchte und die Dicke der Klebschicht haben bei Verwendung von geeigneten Klebstoffen nur einen geringen Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften der Klebverbindung.

Die Relativverschiebungen blieben bis unmittelbar unterhalb der Bruchlast kleiner als 0,1 mm. Bis zu einer Belastungshöhe von etwa 50 % der statischen Bruchlast kann eine Klebverbindung als starr angesehen werden. Bedeutende Relativverschiebungen sind jedoch bei Verwendung ungeeigneter Kleber zu erwarten. Zur Erzielung eines möglichst starren Verbundes sollte die Betonoberfläche trocken und die Klebschicht dünn sein.

Die Laschenbreite sollte nicht zu breit gewählt werden (b_L kleiner als etwa 10 bis 15 cm), damit die Gefahr von Klebfehlern (Luftblaseneinschluß etc.) möglichst gering gehalten wird.

Bei der Verwendung von zu dicken Laschen besteht die Gefahr, daß durch das Anpressen der Laschen an unebene Betonflächen nach dem Entfernen des Anpreßdrucks schädliche Zugspannungen senkrecht zur Klebfläche auftreten.

4. Hauptversuche

4.1 Baustoffe und Versuchskörper

Für die 4 Hauptversuche wurden die gleichen Baustoffe verwendet wie für die Vorversuche. Die Betondruckfestigkeit bei Versuchsbeginn von $\beta_{Wm} = 31,5 \text{ N/mm}^2$ betrug etwa $0,8 \cdot \beta_{WN}$ der Betongüte B 35. Geklebt wurde mit dem Kleber A (s. Abs. 3.1.4).

Die Versuchskörper sind auf Bild 4.1 dargestellt. Sie haben eine Länge von 3,40 m, eine Breite von 50 cm und eine Höhe von 15 cm. Die zweilagige Bewehrung besteht aus je 2 ϕ 10 mm BSt 420/500 RK ($A_s = 314 \text{ mm}^2$). Die Betonüberdeckung c_1 beträgt 3 cm. Der Bewehrungsgrad von $\mu_s = 0,42 \%$ entspricht nach Ansicht der Beratergruppe und eigenen Literaturstudien demjenigen von Bodenplatten älterer Hohlkastenbrücken, bei denen Rißschäden im Koppelfugenbereich aufgetreten sind.

Die Versuchskörper wurden auf der Breitseite liegend betoniert und 7 Tage lang mit feuchten Tüchern bedeckt. Die Prüfung erfolgte im Betonalter von 3 - 5 Wochen. Die Druckfestigkeit und der Druckelastizitätsmodul des Betons zu Versuchsbeginn wurden an gleichartig gelagerten Begleitkörpern nach DIN 1048 geprüft. Die zentrische Zugfestigkeit wurde an Zylindern von 35 cm Höhe und 15 cm Durchmesser geprüft. Zur Krafteinleitung wurden mit dem Kleber A Stahlplatten mit gelenkig angeschlossenen Zugstangen aufgeklebt.

Der Zugelastizitätsmodul des Betons wurde mittels der Zugkraft-Dehnungsdiagramme der unverstärkten Versuchskörper bei Erstbelastung bestimmt. Aus der Sekantendehnsteifigkeit K_{Di} bei etwa einem Drittel der Rißlast wurde E_{bZ} näherungsweise nach der Beziehung

$$E_{bZ} = \frac{\sigma_{bZ}}{\epsilon} = \frac{Z}{F_b \cdot \epsilon} = \frac{K_{Di}}{F_b}$$

errechnet. Der Einfluß der schlaffen Bewehrung wurde vernachlässigt.

Die Körper HV1 und HV2 wurden in der Mitte eingekerbt, um einen Trennriß zu erzwingen. Die Kerbung erfolgte durch das Einlegen von 2 Blechstreifen von 2 cm Breite, 50 cm Länge und 1 mm Dicke. Die Bleche wurden nach dem Erhärten des Betons gezogen. Der Betonquerschnitt war somit von 750 cm^2 auf $50,0 \times (15,0 - 2 \times 2,0) = 550 \text{ cm}^2$ verkleinert worden.

Die Körper HV3 und HV4 erhielten eine Trennfuge durch eine Hartschaumeinlage von 1 cm Dicke in halber Körperlänge.

Die Zugkrafteinleitung in die Versuchskörper erfolgte über stählerne Kopfplatten von 40 mm Dicke. Die Kopfplatten besaßen eine mittig angeschweißte Lasche mit einer Bohrung von 50 mm Durchmesser. Die Verbindung mit den Zugstangen an der Belastungseinrichtung erfolgte über eine Doppel-lasche mit Gelenkmutter.

Die durchgehende Bewehrung von 4 ϕ 10 mm BSt 420/500 und die Zulagebewehrung des Krafteinleitungsbereichs von 6 ϕ 10 mm BSt 420/500 wurden durch die Kopfplatten durchgesteckt und verschweißt. Die Zulagebewehrung sollte eine kürzere Einleitung der Zugkraft in den Beton bewirken, um eine möglichst große Meßbasislänge zu erhalten.

Die Enden der Stahllaschen wurden mit einer umlaufenden Kehlnaht ($a = 0,7 t_L$) mit den Kopfplatten verschweißt. Die Nahtlänge betrug $2 \times 40 \text{ mm} + b_L$.

4.2 Versuchsdurchführung

Die Kenndaten der Hauptversuche sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt. Unter β_{Zp} wird die im zentrischen Zugversuch bestimmte Prismenzugfestigkeit verstanden. Dagegen ist $\beta_{Z,min}$ die aus der Erstrißlast errechnete Betonzugspannung. Infolge von Schwindeinflüssen, unvermeidbaren Außermittigkeiten etc. ist $\beta_{Z,min}$ immer kleiner als β_{Zp} .

Die Belastungsgeschichte der Versuche ist auf Bild 4.7 schematisch dargestellt.

T a b e l l e 4.1: Kenndaten der Hauptversuche

	Einheit	HV1	HV2	HV3	HV4
<u>Beton:</u>					
Betonalter	Tage	33	42	20	29
β_W	N/mm ²	31,9	31,9	30,5	31,9
β_{ZP} (Prismen)	N/mm ²	1,96	2,14	1,75	1,78
$\beta_{Z,min}$ (Versuchsk.)	N/mm ²	1,29	1,51	1,69	1,17
E_Z	kN/mm ²	22,7	23,1	24,2	21,7
E_D	kN/mm ²	24,1	24,1	23,7	23,7
$n_Z = E_S : E_Z$		9,1	8,6	8,5	9,5
K_{Di}	kN · 10 ⁶	1,87	2,00	2,09	1,91
<u>Laschenverstärkung:</u>					
A_L	mm ²	2 ∇ 3x100	2 ∇ 3x100 4 ∇ 3x 50	2 ∇ 3x100 4 ∇ 3x 50	2 ∇ 6x100
β_S	N/mm ²	259	250	250	326
$\eta = A_L : A_S$		1,91	3,82	3,82	3,82
$\eta_{ges} = (A_L : A_S) : A_D$	%	1,2	2,0	2,0	2,0
<u>Rißbild vor Klebung der Laschen:</u>					
unverpreßte Risse		3	1	-	-
verpreßte Risse		1	1	-	-
Trennfuge		nein	nein	1 x 10 mm	1 x 10 mm
<u>Belastung:</u>					
Strecklast Z_{US}	kN	267	430	430	519
Oberlast Z_O	kN	170	268	244	240
Oberlast Z_O	% Z_{US}	64	62	57	46
Bezogene Oberlast $\bar{Z} = Z_O / (A_L + A_S)$	N/mm ²	186	177	161	159
Schwingbreite $\Delta \bar{Z}$	N/mm ²	71	65	65	64

4.2.1 Versuchsablauf HV1 und HV2

Im Betonalter von 3 - 4 Wochen wurden die Klebeflächen der Versuchskörper und der Stahllaschen gesandstrahlt (s. Bild 4.3). Dann wurden die Körper in die Zugprüfeinrichtung eingebaut und bis zur Erstrißbildung belastet. Trotz der 4 cm tiefen Einkerbung zur Markierung einer Sollbruchstelle in der Körpermitte bildeten sich nahezu gleichzeitig beim Versuchskörper HV1 vier und beim Versuchskörper HV2 zwei Risse mit einer bleibenden Rißbreite von 0,1 bis 0,2 mm. Die aus dieser Rißkraft ermittelte Betonzugfestigkeit war deutlich niedriger als die im Zugversuch des Begleitkörpers ermittelte Zugfestigkeit.

Nach der Rißbildung wurde bis auf eine Unterlast von 20 kN entlastet und dann die Laschen aufgeklebt mit Schraubzwingen im Abstand von ca. 80 cm fixiert (s. Bild 4.5) und mit den Kopfplatten verschweißt. Ein Kantholz 4 x 6 cm² diente zur Verteilung des Anpreßdruckes zwischen den Schraubzwingen. Der Riß in der Mitte des Versuchskörpers wurde mit Epoxidharz (Harz BY 185, Härter HY 2996) verpreßt.

Die Verstärkung des Versuchskörpers HV1 bestand aus 2 Laschen von je 100 mm Breite und 3 mm Dicke, die beidseitig angeklebt worden waren (s. Bild 4.1). Der Laschenquerschnitt war beim Versuchskörper HV2 bei gleicher Laschendicke doppelt so groß wie beim Versuchskörper HV1. Aus meßtechnischen Gründen wurden jedoch anstelle von 2 Laschen 3 x 100 mm² je Seite eine Lasche 3 x 100 mm² und 2 Laschen 3 x 50 mm² je Seite angeordnet. Dadurch konnten die Rißbreiten bei beiden Körpern auf den gleichen Linien gemessen werden.

Nach einer Erhärtungszeit des Klebers von 24 Stunden erfolgte der Versuchsbeginn. Die Zugkraft wurde stufenweise gesteigert, bis eine mittlere Dehnung von ca. 0,6 ‰, entsprechend einer Zwangbeanspruchung infolge einer Temperaturdifferenz von ca. 60 K erreicht war.

Die dazugehörige Normalzugkraft war die Oberlast einer anschließenden Zugschwellbeanspruchung. Die Unterlast betrug etwa 60 % der Oberlast. Es waren ca. 200.000 Lastwechsel mit einer Frequenz von ca. 0,5 Hz geplant.

Beim Versuch HV2 versagten infolge fehlerhaften Schweißens die Schweißnähte des Anschlusses der Laschen an die obere Kopfplatte nach 5200 Lastwechseln. Der Versuch mußte daher zu diesem Zeitpunkt infolge vorzeitigen Versagens abgebrochen werden.

Beim Versuch HV1 wurde die dynamische Beanspruchung nach 184.000 Lastwechseln beendet und der Körper anschließend in Stufen bis zum Bruch belastet.

4.2.2 Versuchsablauf HV3

Hinsichtlich der Laschenverstärkung erfolgte der Versuch HV3 analog zu Versuch HV2.

In der Wirklichkeit sind die zu sanierenden Bauteile infolge wechselnder Verkehrslasten und tageszeitlicher Temperaturschwankungen dynamisch beansprucht. Die Verkehrslasten können in der Regel während der Sanierung nicht ferngehalten werden. Im Versuch HV3 wurde daher während der Klebearbeiten und der anschließenden Erhärtungszeit eine dynamische Beanspruchung aufgebracht, um ihren Einfluß auf die Qualität des Klebeverbundes zu untersuchen.

Anstelle der Kerbe von HV1 und HV2 wurde der Versuchskörper HV3 mit einer durchgehenden Trennfuge von 1 cm Breite hergestellt. Nach dem Sandstrahlen der Klebeflächen wurde der Prüfkörper im Alter von 21 Tagen in die Zugprüfeinrichtung eingehängt und dynamisch so belastet, daß in der Trennfuge eine dynamische Rißbreitenänderung von $\Delta W = 0,1$ mm bei einer Frequenz von ca. 0,2 Hz entstand. Die dazugehörige Oberlast betrug 80 kN, die Unterlast 20 kN. Rißbreitenänderungen in der Größenordnung von 0,1 mm wurden bei Probelastungen im Bereich von Koppelfugenschäden gemessen [15].

Die Stahllaschen wurden nun während dieser dynamischen Beanspruchung aufgeklebt, mit Schraubzwingen fixiert und an die Kopfplatten angeschweißt. 24 Stunden nach dem Kleben erfolgte die eigentliche Belastung, die derjenigen von Versuch HV2 entsprach.

4.2.3 Versuchsablauf HV4

Der Verstärkungsgrad im Versuch HV4 entsprach den Versuchen HV2 und HV3. Die Laschendicke wurde jedoch von 3 mm (HV2 u. HV3) auf 6 mm vergrößert, so daß die Klebefläche nur noch halb so groß wie in den Versuchen HV2 und HV3 war.

Das Aufkleben der Laschen erfolgte hier auf den liegenden unbelasteten Körper, und zwar zuerst auf der Betonierseite. Die gegenüberliegende Lasche wurde 24 Stunden später nach Drehen des Körpers um 180° aufgeklebt. Die Prüfung erfolgte dann wiederum 24 Stunden später in gleicher Weise wie bei den vorherigen Versuchen. Die Dauerschwellbeanspruchung erstreckte sich jedoch über 290.000 Lastwechsel.

4.3 Messungen

4.3.1 Zugkraftmessung

Die Zugkraftmessung erfolgte mit einer geeichten Kraftmeßdose am oberen Ende der Versuchskörper. Das Eigengewicht des Körpers wurde berücksichtigt.

4.3.2 Rißmessungen

Die Entwicklung des Rißbildes wurde auf allen vier Seiten der Versuchskörper verfolgt. Die Rißbreiten wurden jeweils in den Achsen der vier durchlaufenden Bewehrungsstäbe gemessen (s. Bild 4.2). Die erste Messung erfolgte jeweils mit einer Rißmeßlupe (0,01 mm Teilung). Anschließend wurden auf beiden Rißufern Meßpunkte für einen Setzdehnungsmesser (0,001 mm Teilung) mit einer Meßbasislänge von 50 mm geklebt und damit die Rißbreitenänderungen gemessen (s. Bild 4.8). Die Breitenänderungen der

Trennfuge bei HV3 und HV4 wurden zusätzlich mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen und kraftabhängig auf einem x-y-Schreiber registriert.

4.3.3 Verformungsmessungen

4.3.3.1 Betondehnungsmessung

Die Dehnungsmessung erfolgte über eine Meßbasislänge von 2,50 m beim HV1 und HV2 und 2,40 m bei HV3 und HV4, jeweils an den Schmalseiten der Versuchskörper (siehe Bild 4-2, 4-6 und 4.9). Die Messungen erfolgten bei HV1 und HV2 mit einem induktiven Wegaufnehmer auf der einen Seite und mit einer Meßuhr (0,001 mm Teilung) auf der anderen, bei HV3 und HV4 mit zwei induktiven Wegaufnehmern an den Schmalseiten und zwei Meßuhren an den Breitseiten. Die von den Wegaufnehmern gemessenen Verlängerungen wurden während der statischen Belastung kraftabhängig und während der dynamischen Belastung zusätzlich zeitabhängig mit einem x-y- bzw. x-t-Kompensographen aufgezeichnet.

4.3.3.2 Stahldehnungsmessung

Bei den Versuchskörpern HV 3 und HV4 wurden in den 1 cm breiten Trennfugen Dehnmeßstreifen auf die 4 durchgehenden Bewehrungsstäbe und auf die Außenseite der Laschen aufgeklebt (s. Bild 4.2). Mit diesen Dehnmeßstreifen konnten aus den Dehnungen die Lastanteile der schlaffen Bewehrung und der Laschen für die einzelnen Laststufen errechnet werden.

4.4 Versuchsergebnisse

4.4.1 Normalkraft-Dehnungsverlauf

Die Versuchsergebnisse sind in den Tabellen 1 bis 4 des Anhanges zusammengestellt. Sie enthalten die Zugkraft Z der jeweiligen Laststufe, die dazugehörige Stahlspannung im Riß und die mittlere Dehnung. Außerdem enthalten sie die mittlere und maximale Rißbreite, den mittleren Rißabstand und die Dehnsteifigkeit $K_D = Z/\epsilon_m$.

Die Bilder 4.10 - 4.13 zeigen den Zusammenhang zwischen Normalkraft und Dehnung. Auf der Ordinate wurde die auf den Stahlquerschnitt $A_L + A_S$ bezogene Normalkraft aufgetragen. Im Zustand II ist $N/(A_L + A_S)$ die Stahlspannung im Riß σ_{eR} . Auf der Abszisse ist die mittlere Dehnung ϵ_m aufgetragen, die sich aus der über die Meßbasis von $l = 2,50$ m bzw. $l = 2,40$ m entstandenen Verlängerung ergibt.

In den Bildern ist zum Vergleich die Arbeitslinie des Stahles allein unter Annahme eines idealisiert bilinearen Werkstoffgesetzes eingezeichnet. Als E-Modul wurde der jeweilige Wert gemäß Tabelle 3.2 zugrunde gelegt. Die Knickpunkte ergeben sich aus den unterschiedlich hohen Fließgrenzen von Laschen- und Bewehrungsstahl. Bei den Versuchen HV3 und 4 ist außerdem die Linie der in der Trennfuge gemessenen Stahldehnungen ϵ_{sR} eingezeichnet. Aus dem Dehnungsunterschied $\Delta\epsilon = \epsilon_{sR} - \epsilon_m$ ist die Mitwirkung des Betons auf Zug ablesbar.

In den Versuchen HV1 - 3 wurde vor dem Aufkleben der Laschen die Betonzugfestigkeit bereits überschritten, um einen sanierungsbedürftigen Riß zu erzeugen. Aus dieser Vorbelastung ergaben sich unterschiedliche, bleibende Vordehnungen. Zum besseren Vergleich der einzelnen Versuche sind diese Vordehnungen nicht in die Diagramme (Bilder 4.10-4.13) aufgenommen worden. Die gezeichneten Normalkraft-Dehnungslinien stellen die äußere Umhüllende für die Mittelwerte aus zwei gegenüberliegenden Meßstrecken dar.

Bis zum Entstehen eines neuen Risses nehmen die Dehnungen nahezu geradlinig zu. Die Dehnsteifigkeit $K_D = N/\epsilon_m$ ist hoch. Die Erstrißkraft des verstärkten Körpers ist höher als die des unverstärkten. Es ergibt sich für den 1. Riß am unverstärkten Körper (Hochzeiger o1):

$$\sigma_{sR}^{o1} = \frac{N_R^{o1}}{A_S} = \min \beta_{bZ} \frac{1+n \cdot \mu_S}{\mu_S} \quad , \quad (4.1)$$

und für den verstärkten Körper (Hochzeiger V1):

$$\frac{N_R^{V1}}{A_S + A_L} = \sigma_{eR}^{V1} \quad \text{mit} \quad \sigma_{eR}^{V1} = \beta_{bZ} \frac{1 + n \cdot \text{ges}\mu}{\text{ges}\mu} \quad (4.2)$$

Die Stahlspannung im Riß σ_{sR}^{o1} ist wegen des niedrigen Bewehrungsgehaltes des unverstärkten Körpers hoch, die Spannung σ_{eR}^{V1} dagegen niedrig (s. Tabelle 4.2).

T a b e l l e 4.2: Stahlspannungen im Riß

	HV1	HV2	HV3	HV4
<u>1. Unverstärkter Prüfkörper</u>				
Bewehrungsgrad μ_s	0,42 %	0,42 %	0,42 %	0,42 %
min β_{bZ} in N/mm^2	1,29	1,51	-	-
Erstrißkraft N_R^{o1} in kN	100	118	-	-
Stahlspannung σ_{sR}^{o1} in N/mm^2	318	376	-	-
<u>2. Verstärkter Prüfkörper</u>				
Gesambewehrungsgrad μ	1,2 %	2,0 %	2,0 %	2,0 %
β_{bZ} in N/mm^2	1,36	1,55	1,69	1,17
Rißkraft N_R^{V1} in kN	115	142	151	105
Stahlspannung σ_{eR}^{V1} in N/mm^2	126	94	99	69

Mit Zunahme der Rißbildung nimmt die Krümmung der Normalkraft-Dehnungslinie zu und geht schließlich in Höhe der Fließgrenze in eine Horizontale über. Gleichzeitig nimmt auch die Mitwirkung des Betons auf Zug ab. Bei dem Laschenmaterial wurden grose Streuungen hinsichtlich der Streckgrenzengröße festgestellt. Hierauf ist zurückzuführen, daß die im Versuch ermittelte Maximallast teilweise beträchtlich von der gestrichelt dargestellten theoretischen Maximallast abweicht. Ähnliche Ursachen haben zur

Folge, daß ein "Unterschneiden" der Linie für den Stahl allein durch die obere Umhüllende der Versuchsergebnisse - besonders ausgeprägt bei Versuch HV4 - auftritt. Dieses Unterschneiden entfällt nahezu ganz, wenn man die tatsächlichen Werkstoffgesetze von Laschen- und Bewehrungsstahl gemäß Bild 4.14 berücksichtigen würde.

Die Mitwirkung des Betons auf Zug und die Dehnsteifigkeit K_D nehmen während der Dauerschwellbeanspruchung ab. Dies äußert sich auf den Bildern 4.10-4.13 darin, daß sich die äußere Umhüllende für die Oberlast Z_O der Linie für den Stahl allein annähert. Interessant ist die Tatsache, daß die Stahldehnung der Stabstahlbewehrung während der Schwellastphase abnimmt (Versuche HV3 und HV4). Das bedeutet, daß während dieser Phase Zugkräfte vom Stabstahl auf den Laschenstahl umgelagert werden. Daraus kann geschlossen werden, daß die Klebeverbindung im Hinblick auf Verschiebungen wesentlich steifer als die Verbindung Stabstahl-Beton ist.

In Bild 4.15 ist die Zunahme der Dehnungen infolge Schwellbeanspruchung bei Unterlast Z_U bzw. Oberlast Z_O in Abhängigkeit von der Lastwechselanzahl N dargestellt. Im gewählten semi-logarithmischen Maßstab ergeben sich angenähert ansteigende Geraden, die nur leicht divergieren. Daraus ist zu schließen, daß die Verformungsgeschwindigkeit mit steigender Lastspielzahl abnimmt.

4.4.2 Rißverhalten

Die Bilder 4.16 bis 4.18 zeigen die Rißbilder der Versuche nach Beendigung der Dauerschwellbeanspruchung und nach dem Bruchversuch (die während der Dauerschwellphase entstandenen Risse sind gestrichelt gezeichnet). Die Anzahl der Risse im Bruchzustand steigt mit zunehmendem Verstärkungsgrad η und zunehmender Klebfläche an.

Die allmähliche Entwicklung des mittleren Rißabstandes zum Rißabstand a_{me} des stabilisierten Rißbildes in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad zeigt das Bild 4.19. Als Beanspruchungsgrad

wird das Verhältnis

$$0 \leq \frac{\sigma_{eR} - \sigma_{eR}^1}{\sigma_{eR}} \leq 1 \quad \text{mit } \sigma_{eR} = \frac{N}{(A_L + A_S)} \quad (4.3)$$

definiert, durch das Unterschiede in der Erstrißstahlspannung σ_{eR}^1 eliminiert werden. Der Endrißabstand a_{me} wird erst bei relativ hohem Beanspruchungsgrad erreicht. Offensichtlich blieb das Kleben unter dynamischer Last beim Versuch HV3 ohne signifikante Auswirkungen auf die Rißbildung.

4.4.2.1 Der stabilisierte Rißabstand a_{me}

Für den Endrißabstand a_{me} entwickelten Rehm und Martin [20] die folgende Beziehung:

$$a_{me} = k_1 \cdot \ddot{u}_b + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu} \quad (4.4)$$

Es bedeuten:

- k_1 : Faktor, der unter Beachtung des St. Venant'schen Prinzips berücksichtigt, daß die Ausstrahlung der Spannungen von der Betondeckung \ddot{u}_b abhängt. Er wird in der Regel zu 1,5 angenommen.
- k_2 : Verhältnis der Betonzugfestigkeit zur mittleren Verbundspannung
- k_3 : Faktor, der die geometrischen Verhältnisse der Zugzone und der Bewehrung beschreibt.

Das Produkt $k_2 \cdot k_3$ wurde von Falkner [7] zu 0,125 für B 300 (alte Bez.) bestimmt. Auf Bild 4.20 ist der Endrißabstand a_{me} gemäß Falkner in Abhängigkeit von d_s/μ aufgetragen. Im vorliegenden Fall liefert ein Koeffizientenvergleich anstelle von d_s/μ bei Stahlbeton für laschenverstärkten Stahlbeton die Größe

$$\frac{4 (A_L + A_S)}{\text{ges} \mu (\mu_S + \mu_{LK})} \quad (4.5)$$

Diese Größe kann jedoch nur unter Zuhilfenahme folgender Arbeitshypothesen bestimmt werden:

1. Mittlere Verbundspannungen bei Stabstahl und geklebten Laschen sind gleich.
2. Die Eintragungslängen für die jeweilige Zugkraft bei Stabstahl und geklebter Lasche sind ebenfalls gleich.

Man erkennt aus Bild 4.20, daß die Verstärkung durch geklebte Laschen den Endrißabstand a_{me} deutlich verringert, wie ein Vergleich mit den Werten nach Falkner [7] zeigt.

Selbstverständlich erlaubt es die kleine Anzahl von Versuchsergebnissen noch nicht, eine der Gleichung 4.4 entsprechende Beziehung aufzustellen, jedoch kann geschlossen werden, daß sich die aufgeklebten Stahllaschen hinsichtlich des Rißverhaltens ähnlich, wenn nicht gar günstiger als eine Stabstahlbewehrung verhalten.

4.4.2.2 Rißbreite

Die an den einzelnen Laststufen gemessenen, mittleren Rißbreiten w_m und die größten Rißbreiten $\max w$ sind zunächst in den Bildern 4.21 und 4.22 für die unsanierten und in den Bildern 4.23 u. 4.24 für die sanierten Prüfkörper in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß σ_{SR} bzw. σ_{eR} dargestellt. Die größte Rißweite $\max w$ entspricht dem gemessenen Größtwert auf einer der vier Rißmeßachsen und nicht der größten Rißweite überhaupt. Für die sanierten Prüfkörper ist zum besseren Vergleich nur die Rißbreitenzunahme Δw zur bleibenden Rißbreite des jeweiligen unsanierten Körpers dargestellt.

Die Tabelle 4.3 zeigt w_m und $\max w$ bei $0,5 \cdot Z_0$, Z_0 vor der dynamischen Lastphase, Z_0 nach der dynamischen Lastphase und bei $1,5 \cdot Z_0$.

T a b e l l e 4.3: Rißbreiten

	HV1		HV2		HV3		HV4	
Last	w _m	max w	w _m	max w	w _m	max w	w _m	max w
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
halbe Oberlast 0,5·Z ₀	0,026	0,050	0,030	0,070	0,045	0,045	0,042	0,086
Oberlast vor dyn.Bean-spruchung	0,092	0,0214	0,056	0,168	0,014	0,096	0,096	0,160
Oberlast nach dyn.Be-anspruchung	0,082	0,226	0,062	0,178	0,022	0,102	0,106	0,160
1,5 fache Oberlast 1,5·Z ₀	0,135	-	-	-	(0,078)0,168 +)		0,114	0,228
Rißbreitenzunahme Δw während der dyn. Belastung	0,010	0,012	0,010	0,010	0,008	0,006	0,008	0,000

+) extrapolierte Wert

Aus der Tabelle ist zu entnehmen, daß die mittleren Rißbreiten bei den Versuchen HV 2 und HV 3 mit einer Laschenbreite $\Sigma b_L = 40$ cm deutlich kleiner ausfielen als bei den Versuchen HV 1 und HV 4 mit $\Sigma b_L = 20$ cm. Die mittlere Rißbreite w_m verhält sich also angenähert proportional zur Laschenbreite (Klebfläche). Auf max w war die Laschenbreite hingegen von geringem Einfluß.

In der Tabelle 4.3 und in den Bildern 4.23 - 4.24 ist ferner zu sehen, daß die Rißbreitenzunahme während der dynamischen Belastung mit weniger als 0,01 mm im Mittel nur gering ist. Die Summe der Risse ergab jeweils nur ca. 75 % der Gesamtverlängerung. Da insbesondere bei kleinem Rißabstand die Betondehnungen zwischen den Rissen klein sind, ist anzunehmen, daß an den Rißufern Querschnittsverwölbungen auftraten und deshalb nicht die repräsentative Rißbreite gemessen wurde. Auf Bild 4.8 ist zu sehen, wie die Rißbreite der durchgehenden Trennrisse zu den Schmalseiten hin zunimmt. Andererseits neigen die Risse dazu, sich zu den Stahl-laschen hin zu verzweigen.

4.4.3 Änderung der Dehnsteifigkeit durch Rißbildung

Die Dehnsteifigkeit beträgt

$$\text{im Zustand I : } K_{Di} = E_{bZ} A_b + (n-1)(A_s + A_L) \quad (4.6)$$

$$\text{im Zustand II : } K_D = N : \epsilon_m \quad (4.7)$$

Der Abfall der Dehnsteifigkeit durch Rißbildung wird durch das Verhältnis $k_D = K_D : K_{Di}$ ausgedrückt. Die Tabellen 1 bis 4 des Anhanges enthalten die Versuchsergebnisse.

Nach Rostásy [19] kann das Verhältnis k_D für Rundstahlbewehrung mit folgendem Ansatz berechnet werden:

$$k_D = \frac{K_D}{K_{Di}} = \frac{n\mu}{2(1+n\mu)} \left[1 + \sqrt{1 + \left[\frac{2\beta_{ZP}}{\epsilon_m \cdot E_e \cdot \mu} \right]^2 (1+n\mu)} \right] \quad (4.8)$$

Auf Bild 4.25 bis 4.27 sind die Versuchswerte von k_D und die nach Gleichung 4.8 berechneten Werte eingetragen. Für μ wurde $\mu_{ges} = (A_L + A_s) : A_b$ und für E_e der mittlere E-Modul von Laschen- und Bewehrungsstahl eingesetzt. Die Übereinstimmung von Versuch und Rechnung ist recht gut. Daraus ist zu schließen, daß sich Stahlbeton und durch geklebte Laschen verstärkter Stahlbeton hinsichtlich des Verbundverhaltens ähnlich verhalten.

4.4.4 Bruchverhalten

Das Versagen der Versuchskörper erfolgte durch das Erreichen der Streckgrenze im Laschen- und Bewehrungsstahl. Danach war eine wesentliche Laststeigerung aus technischen Gründen nicht möglich. Ein Versagen des Klebeverbundes wurde erst nach dem Erreichen der Streckgrenze des Laschenstahls beobachtet, und zwar nur an einzelnen Stellen, meist im Bereich der breitesten Risse (s. Bild 4.28).

Beim Versuchskörper HV3 trat nach dem Entlasten bereichsweise ein Ablösen der Stahllaschen ein (s. Bild 4.29), das vermutlich auf die großen, bleibenden Dehnungen des Laschenstahls zurückzuführen ist. Im übrigen hafteten die Laschen nach dem

Bruchversuch größtenteils noch fest am Beton. Die mittleren Dehnungen unter Maximallast von mehr als 2 ‰ hatten also keinen durchgehenden Verbundbruch bewirkt.

Die mittleren Verbundbruchspannungen τ_{mU} für die Klebung können nur abgeschätzt werden. Zur Erläuterung der dabei gemachten Rechenannahmen dient Bild 4.30. Dargestellt ist der Stahlspannungsverlauf zwischen zwei Rissen. Die so ermittelten Verbundbruchspannungen liegen in ähnlicher Größenordnung wie bei den Vorversuchen. Sie sind in der Tabelle 4.4 zusammengestellt.

Tabelle 4.4: Verbundbruchspannungen

	Einheit	HV1	HV3
Bruchlast Z_U	kN	282	440
Stahlspannung $\sigma_{eU} = Z_U / (A_L + A_S)$	N/mm ²	309	291
Laschenspannung beim Versagen der Klebung = β_S	N/mm ²	259	241
Endrißabstand a_{me}	cm	13,9	8,9
Verbundbruchspannung τ_{mU}	N/mm ²	1,3	3,9

4.4.5 Wirkungsgrad der Laschenverstärkung

Besitzen die aufgeklebten Laschen und die innenliegende Bewehrung gleiche Verbundfestigkeit, so teilt sich die Zugkraft im Riß im Verhältnis der Einzelquerschnitte auf.

Es gilt dann:

$$Z_L + Z_S = Z \quad (4.9)$$

$$\frac{Z_L}{Z_S} = \frac{A_L}{A_S} = \eta \quad (4.10)$$

Gleichung 4.10 gilt nur bis zum Erreichen der Streckgrenze des schwächeren Werkstoffes und oberhalb der Streckgrenze beider Werkstoffe.

Daraus folgt:

$$Z_L = \frac{\eta}{1+\eta} Z \quad (4.11.)$$

$$Z_S = \frac{1}{1+\eta} Z \quad (4.12)$$

In diesem Falle wäre der Wirkungsgrad der Laschenverstärkung 100 %. Nimmt dagegen die Bewehrung einen höheren Lastanteil auf, so bedeutet dies, daß der Klebeverbund schlechter ist; der Wirkungsgrad wäre dann $< 100 \%$ und umgekehrt.

Der Wirkungsgrad W_L ist also

$$W_L = \text{gem } Z_L / \frac{\eta}{1+\eta} Z \quad (4.13)$$

Trägt man die Teilkräfte Z_S und Z_L in Abhängigkeit von der Gesamtkraft Z auf, so entsprechen die Steigungen der sich ergebenden Geraden den Werten $\frac{\eta}{1+\eta}$, bzw. $\frac{1}{1+\eta}$. Wird die Verstärkung am unbelasteten Körper durchgeführt, gehen beide Geraden durch den Ursprung. Bei Verstärkung unter Vorlast sind die Geraden entsprechend parallel zu verschieben, so daß unter der Vorlast die Laschenkraft Z_L verschwindet.

Bei den Versuchen HV3 und HV4 erlaubten die aufgeklebten Dehnmeßstreifen in der Trennfuge die Bestimmung der tatsächlichen Kraftverteilung zwischen Laschen und Bewehrung.

Auf den Bildern 4.31 und 4.32 sind die Meßergebnisse aufgetragen. Zunächst wurde die Kraft in der Bewehrung Z_S , wie sie sich aus den gemessenen Dehnungen ergab, in Abhängigkeit von der Gesamtlast Z aufgetragen. Die Werte für Z_L ergaben sich dann als Differenz von $Z - Z_S$. Diese Differenzzugkräfte Z_L waren um etwa 10 % größer als die aus den gemessenen Laschendehnungen errechneten Laschenkräfte. Eine mögliche Ursache hierfür liegt in der Auswirkung des Versatzmomentes, das in den auf der Außenseite der Laschen angebrachten Dehnmeßstreifen geringere Dehnungen erzeugt als auf der Innenseite. In den Bildern ist außerdem die Gerade für einen Laschenwirkungsgrad von 100 % mit der Steigung von $\frac{\eta}{1+\eta}$ eingezeichnet.

Beim Versuch HV3 betrug der Wirkungsgrad nahezu 100 %, beim Versuch HV4 betrug der Wirkungsgrad vor der Dauerschwellbeanspruchung 95 % und nahm im Laufe der 290.000 Lastwechsel auf 99 % zu.

Besonders beim Versuch HV4 (Bild 4.32) ist zu sehen, wie die Stabstahlzugkraft Z_S im Laufe der Dauerschwellbeanspruchung abnimmt und die Laschenkraft Z_L entsprechend zunimmt. Das bedeutet, daß der Klebeverbund gegenüber einer Dauerschwellbeanspruchung weniger empfindlich ist als der Haftverbund der Rippenstäbe. Infolgedessen nimmt der Wirkungsgrad der aufgeklebten Laschen im Zuge der dynamischen Belastung zu. Bei weiterer statischer Belastung über die dynamische Oberlast Z_O hinaus nimmt der Wirkungsgrad der Laschen in der Nähe der statischen Bruchlast wieder ab.

Beim Versuch HV4 wurden die Laschen auf den unbelasteten Prüfkörper aufgeklebt. Bei Belastung tragen deshalb die Laschen von Anfang an mit und sowohl die Z_S - als auch die Z_L -Linie gehen im Bild 4.32 durch den Ursprung.

Beim Versuch HV3 wurden die Laschen auf den dynamisch belasteten Prüfkörper aufgeklebt. Die Z_S -Linie steigt im Bild 4.31 zunächst unter fast 45° an, weil die frisch geklebten Laschen noch keine Last aufnehmen. Im Laufe der Erhärtungszeit nimmt die Steigung schnell ab und hat 5 Stunden nach dem Kleben schon fast ihren Endwert erreicht. Verlängert man die dazugehörige Z_L -Linie nach unten, so erhält man als Schnittpunkt mit der Abszisse für $Z_L = 0$ eine quasi-statische Vorlast von $Z = 30$ kN. Das heißt: Der dynamischen Belastung während des Klebens (Oberlast $Z_O = 80$ kN, Unterlast $Z_U = 20$ kN) entsprach hinsichtlich der Kraftverteilung zwischen Laschen- und Stabstahl eine statische Vorlast von 30 kN.

5. Zusammenfassung

Es sind vier Zugversuche mit Stahlbetonkörpern, die durch aufgeklebte Laschen verstärkt worden waren, durchgeführt worden. Der Verstärkungsgrad η , das Verhältnis von Laschenquerschnitt A_L zu Stabstahlquerschnitt A_S betrug im ersten Versuch $\eta = 2$, in den drei anderen $\eta = 4$. Die Laschenbreite betrug beim 1. Versuch $b_L = 20$ cm. Bei den drei Versuchen mit $\eta = 4$ betrug die Laschen-

breite einmal $\Sigma b_L = 20 \text{ cm}$ und zweimal $\Sigma b_L = 40 \text{ cm}$.

Die Versuchsergebnisse zeigten, daß sich die laschenverstärkten Körper hinsichtlich des Verformungsverhaltens, der Rißbildung und des Verbundverhaltens ähnlich wie Stahlbeton verhalten. Die Lastanteile von Laschen- und Stabstahl entsprechen etwa dem Verhältnis ihrer Querschnittsflächen. Hinsichtlich der Rißbildung ist die Laschenbreite von größerem Einfluß als der Laschenquerschnitt bzw. als der Verstärkungsgrad. Der Klebeverbundbruch trat erst beim Erreichen der Streckgrenze des Laschenstahls ein. Der Klebeverbund scheint gegenüber schwingender Beanspruchung weniger empfindlich zu sein als der Haftverbund von gerippten Stählen.

Zuverlässiges Kleben ist auch während einer dynamischen Beanspruchung der Klebschicht möglich.

Folgende wichtige Einflußgrößen auf die Festigkeit einer Laschenklebung wurden erkannt:

- Unebenheit der Klebeflächen
- Betonfestigkeit
- Beton- und Laschengeometrie
- Karbonatisierungstiefe
- Klebstoffeigenschaften
- Temperatureinflüsse
- Langzeitfestigkeit

Ein Teil dieser Einflußgrößen wurde stichprobenartig untersucht. Deshalb ist es möglich, Empfehlungen zur Durchführung einer Sanierungsmaßnahme zu geben. Die Auswirkungen der übrigen Einflußgrößen sind noch ungeklärt und müssen in künftigen Forschungsvorhaben untersucht werden.

6. Empfehlungen für die Durchführung der Sanierung und Bemessungsvorschläge

6.1. Durchführung der Klebarbeiten

Die Vorbehandlung der Betonflächen sollte nach der Richtlinie "Beschichten von Beton" [6] erfolgen. Die Stahlteile sind unmittelbar vor dem Kleben nach TV RoST metallisch blank zu sandstrahlen. Bis zum Vorliegen weiterer Untersuchungsergebnisse empfehlen wir die Verwendung des Klebers A bzw. A', da sich dieser gut bewährt hat. Die Verarbeitungsrichtlinien des Klebstoffherstellers sind zu beachten. Der Kleber sollte nur auf den Laschenstahl aufgetragen werden. Im übrigen ist bei der Durchführung und Prüfung von Klebarbeiten analog dem Entwurf einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [8] vorzugehen. Nach Abschluß der Klebarbeiten sind die vorhandenen Risse mit Epoxidharz zu verpressen.

6.2 Vorschläge zur Bemessung

Die Stahllaschen für ein Stahlbetonzugglied sind so zu bemessen, daß unter einer vorzugebenden Zwangdehnung keine unzulässigen Rißbreiten auftreten. Sind durch eine Zwangdehnung $\epsilon_Z > \epsilon_{bZ}$ Risse entstanden, so antwortet dieses mit einer Zwangsreaktion N , die im wesentlichen vom Verstärkungsgrad η und damit von der Steifigkeit abhängt: Je höher der Gesamtbewehrungsgrad, um so höher fällt auch die Zwangsreaktion aus. Die Bewehrung nimmt also nicht nur den Zwang auf, sondern bestimmt auch seine Größe. Damit ist bei der Bemessung für Zwang eben nur soviel Bewehrung anzuordnen, daß die vorgegebene Rißbreite eingehalten wird.

Die Rißbreitenbeschränkung kann im Falle kurzzeitig wirkenden Zwanges nach der mittleren Rißbreite w_m erfolgen. Als zulässige Rißbreiten werden je nach Umweltbedingungen 0,1 und 0,2 mm vorgegeben. Wirkt der Zwang über längere Zeit ein, so ist wegen der größeren Korrosionsgefahr nach der

kritischen Rißbreite $w_{95\%}$ (95%-Fraktile, s. [19]) zu beschränken. Als zulässige Werte $w_{95\%}$ werden 0,2; 0,25 und 0,30 mm vorgegeben, die den zu erwartenden Rißbreiten sehr gering, gering und normal von Tab. 14 von DIN 1045 entsprechen [20] . Es wird angenommen, daß $w_{95\%} \approx 2 w_m$ ist.

Wie aus den Bildern 4.23 und 4.24 zu ersehen ist, können schon mit dem Verstärkungsgrad $\eta = 2$ selbst bei der relativ hohen Dehnung von $\epsilon_m = 0,6 \text{ } ^\circ/\text{oo}$ die schärfsten Anforderungen an die Rißbreiten erfüllt werden.

Anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse erscheint eine mathematische Optimierung der Laschengeometrie noch nicht möglich. Für eine erfolgreiche Durchführung von Sanierungsarbeiten können folgende Empfehlungen gegeben werden:

1. Laschenbreite

Die Gefahr von Klebfehlern steigt mit zunehmender Laschenbreite. Deshalb sollte die Breite der Einzel-lasche 15 cm nicht überschreiten.

2. Laschendicke

Aus handhabungstechnischen Gründen sollte die Laschendicke 10 mm nicht überschreiten. Laschendicken von 3 - 6 mm werden als optimal angesehen, weil die schädlichen Zugspannungen senkrecht zur Klebfläche, die durch ein Anschmiegen der Lasche an Betonunebenheiten umso kleiner ausfallen, je dünner die Lasche ist. Anhaltswerte für zulässige Laschenkrümmungen sind in [8] 8 angegeben.

Betonfehlstellen sollten nach Möglichkeit durch dickere Klebschichten vorher ausgefüllt werden.

3. Verstärkungsgrad

Ein Verstärkungsgrad von $A_L/A_S = 2$ dürfte bei einem vorhandenen $\mu_s \geq 0,4 \%$ ausreichend sein. Damit ergibt sich bei paarweiser (beidseitiger) Laschenanordnung mit Laschendicken und -breiten nach Punkt 1 und 2 ein Laschenabstand a_L von

$$2 b_L \leq a_L \leq 50 \text{ cm} \quad (5.1)$$

Es empfiehlt sich, die Laschen jeweils über der vorhandenen Schlauffstahlbewehrung anzuordnen. Damit wird ein optimaler Korrosionsschutz für die Bewehrung beim Auftreten neuer Risse erreicht. Eine einseitige Laschenverstärkung erscheint möglich. Sie müßte jedoch noch durch eine Forschungsarbeit untersucht werden.

4. Laschenlänge

Die aufgeklebten Laschen müssen bei der Sanierung im gesamten Bereich, in dem Zugspannungen auftreten können, angeordnet werden. Zusätzlich ist an beiden Enden eine Verankerungslänge anzuordnen. Die Verankerungslänge l_v ergibt sich zu

$$l_v = \frac{\beta_s \cdot t_L}{\tau_{mU}} \cdot \frac{2,1}{1,75} \quad (5.2)$$

Die mittlere Verbundspannung τ_{mU} ist für die Betongüte B 25 und höher mit $\tau_{mU} = 1 \text{ N/mm}^2$ anzusetzen. Der Faktor $2,1/1,75$ berücksichtigt den Unterschied in der Versagensart.

7. Literatur

- [1] Bresson, Jaques:
Nouvelles recherches et applications concernant
l'utilisation des collages dans les structures.
Béton plaqué
Ann. Inst. Tech. Bat. Trav. Pub No. 278 Fév. 1971
S. 22-55
- [2] Bresson, Jaques:
Renforcement par collage d'armatures du passage
inférieur CD 126 sous l'autoroute du Sud.
Ann. Inst. Tech. Bat. Trav. Pub. No. 297 Sept. 1972
S. 1-24
- [3] Bresson, Jaques:
L'application du béton plaqué.
Ann. Inst. Tech. Bat. Trav. Pub. No. 349 Avril 1977
S. 42-47
- [4] Cirodde, Roger:
Techniques D'assemblages par collage
BULLETIN RILEM No. 37
Décembre 1967
S. 253-261
- [5] Cirodde, Roger:
Caractéristiques générales des colles structures
Ann. Inst. Tech. Bat. Trav. Pub. Nr. 349 Avril 1977
S. 24-26
- [6] Deutscher Betonverein: Anwendung von Reaktionsharzen
im Betonbau, Blatt 2: Anforderungen an den Betonunter-
grund

- [7] Falkner, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung durch Eigen- und Zwangsspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonteilen
DAfSt Heft 208
- [8] Institut für Bautechnik, SVA Verbundbau:
Geklebte Bewehrung, Entwurf der besonderen Bestimmungen,
Fassung April 1979
- [9] L'Hermite, Robert:
L'application des volles et des résines dans la construction.
Le béton à coffrage portant.
Ann. Inst. Techn. Bâtiment et T.P.,
Paris, nov. 1967, p.1
- [10] L'Hermite, Robert:
Béton armé par collage d'armatures
Colloque RILEM, U.T.I., Paris, sept. 1967,
Eyrolles 1971, Vol. II, p. 175
- [11] L'Hermite, Robert:
Le collage structural et le renforcement par résines
des structures de la construction
Annales Institut Technique Bat. Trav. Pub. No. 349
Avril 1977
- [12] Hugenschmidt, Felix:
New experiences with epoxies for structural applications
CIBA-GEIGY Limited, Basel
Sept. 1976
- [13] Hugenschmidt, Felix:
Die Verwendung von Epoxidharzen im Hoch- und Tiefbau
Hinweise zur Technologie
CIBA-GEIGY, GZ Kunststoffe
12.Mai 1973

- [14] Hugenschmidt, Felix:
Epoxidharzkleber für Beton und Stahl
VDI-Berichte Nr. 225
- [15] Kordina, K. und V. Weber:
Probebelastung an der Krähwinkler Brücke
Bericht Nr. I 79 - 6642 vom Institut für Baustoff-
kunde und Stahlbetonbau vom Dez. 1978
- [16] Ladner, Marc; Flüeler, P.:
Versuche an Stahlbetonbauteilen mit geklebter Armierung,
Schweizerische Bauzeitung, H. 19/1974
- [17] Macdonald, M.D.:
The flexural behaviour of concrete beams with bonded
external reinforcement.
TRRL Supplementary Report 415, Crowthorne,
Berkshire 1978
- [18] Rostásy, F.S., R. Koch und F. Leonhardt:
Zur Mindestbewehrung für Zwang von Außenwänden aus
Stahlleichtbeton
DAfSt. Heft 267
- [19] Rostásy, F.S. und W. Alda:
Rißbreitenbeschränkung bei zentrischem Zwang von Stäben
aus Stahlbeton und Stahlleichtbeton
Beton- und Stahlbetonbau 6/1977
- [20] Rehm, G. und H. Martin:
Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau
Beton- und Stahlbetonbau 8/1968

- [21] Sevene, Jean-Pierre:
Trois exemples de travaux de reparation et de renforcements
d'ouvrage
1. Renforcement de l'ancien tunnel de Saint-Cloud
 2. Installations de la satrod à Saint-Etienne
 3. Reparation et renforcement du pont de la RN 186
- Ann. Inst.Techn.Bat. Trav. Pub. Nr. 349 Avril 1977
S. 69-76
- [22] volkersen, Olaf:
Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten
Luftfahrtforschung, Band 15, 1941
- [23] Änderungsbescheid zu den "Besonderen Bestimmungen" der
Zulassungsbescheide aller Spannverfahren vom 8. Febr.1977
- [24] DIN 4227 Teil 1. Vorläufige Neufassung vom Febr. 1978

Bild-Anlagen zum Abschnitt 3 "Vorversuche"

- 3.1 Versuchskörper für die Vorversuche
- 3.2 Versuchskörper in der Zugprüfmaschine
- 3.3 Schlupfmessung und typisches Bruchbild
- 3.4 Anordnung der Dehnmeßstreifen
- 3.5 Versuchskörper nach dem Abschlagen der Laschen
- 3.6 Abgeschlagene Laschen bei 100 %igem Betonbruch
- 3.7 Abgeschlagene Laschen bei teilweisem Adhäsionsbruch
- 3.8 Abgeschlagene Laschen mit Klebfehlern
- 3.9-3.10 Bruchlast in Abhängigkeit von der Verbundlänge
- 3.11 Bruchverbundspannung in Abhängigkeit von der Verbundlänge
- 3.12 Bruchverbundspannung in Abhängigkeit von der Klebfläche
- 3.13 Verbundspannung als Funktion der Laschenbreite
- 3.14-3.15 Laschenschlupf in Abhängigkeit von der Verbundspannung
- 3.16-3.17 Laschenschlupf in Abhängigkeit von der Laschenspannung
- 3.18-3.22 Laschendehnungen als Funktion der Zugkraft
- 3.23-3.26 Laschennormal- und Verbundspannungen
- 3.27 Verlauf der Laschennormalspannungen beim Versuch VV 19
- 3.28 Verbundspannungen beim Versuch VV 19
- 3.29 Verlauf der Laschennormalspannungen beim Versuch VV 20
- 3.30 Verbundspannungen beim Versuch VV 20
- 3.31 Relativverschiebungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl
- 3.32 Stahldehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl
- 3.33 Laschennormal- und Verbundspannungen beim Versuch DVV1
- 3.34 Laschendehnungen beim Bruchversuch (DVV1)

Bild-Anlagen zu den Hauptversuchen

- 4.1 Versuchskörper der Hauptversuche (schematisch)
- 4.2 Meßstellenplan
- 4.3 Gesandstrahlte Betonflächen vor dem Kleben
- 4.4 Auftragen des Klebers auf die Laschen
- 4.5 Andrücken und Fixieren der Laschen
- 4.6 Versuchskörper HV3 in der Zugprüfeinrichtung
- 4.7 Belastungsablauf der Hauptversuche
- 4.8 Messung der Rißbreitenänderung
- 4.9 Messung der Dehnungen am Versuchskörper HV1
- 4.10 -4.13 Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf
- 4.14 Spannungs-Dehnungslinien der verwendeten Stähle
- 4.15 Dehnungen während der Dauerschwellbelastung
- 4.16 -4.18 Rißbilder
- 4.19 Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad
- 4.20 Endrißabstand in Abhängigkeit von der Laschengeometrie
- 4.21 Mittlere Rißbreiten vor der Verstärkung
- 4.22 Größte Rißbreiten vor der Verstärkung
- 4.23 Mittlere Rißbreitenzunahme bei den verstärkten Versuchskörpern
- 4.24 Größte Rißbreitenzunahme bei den verstärkten Versuchskörpern
- 4.25 -4.27 Bezogene Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit von der Dehnung
- 4.28 Versagen des Klebverbundes nach Erreichen der Streckgrenze
- 4.29 Bereichsweises Abheben der Laschen nach Entlastung
- 4.30 Spannungsverteilung zwischen den Rissen
- 4.31 -4.32 Kraftanteile von Laschen und Bewehrung
- Anlage 1-4 Zusammenstellung der Meßgrößen
- Anlage 5-6 Gemessene Relativverschiebungen bei den Vorversuchen

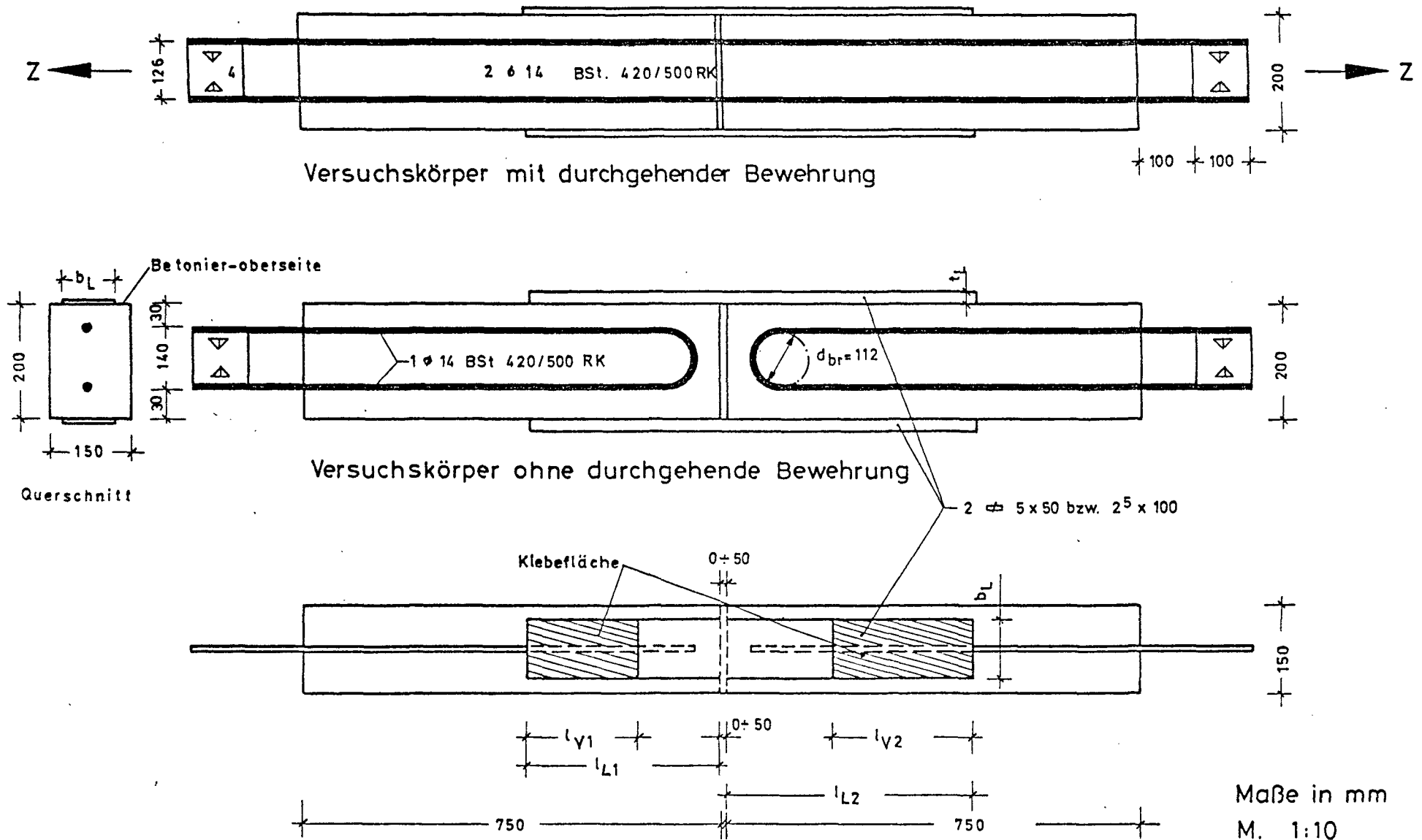


Bild 3.1 Versuchskörper für die Vorversuche

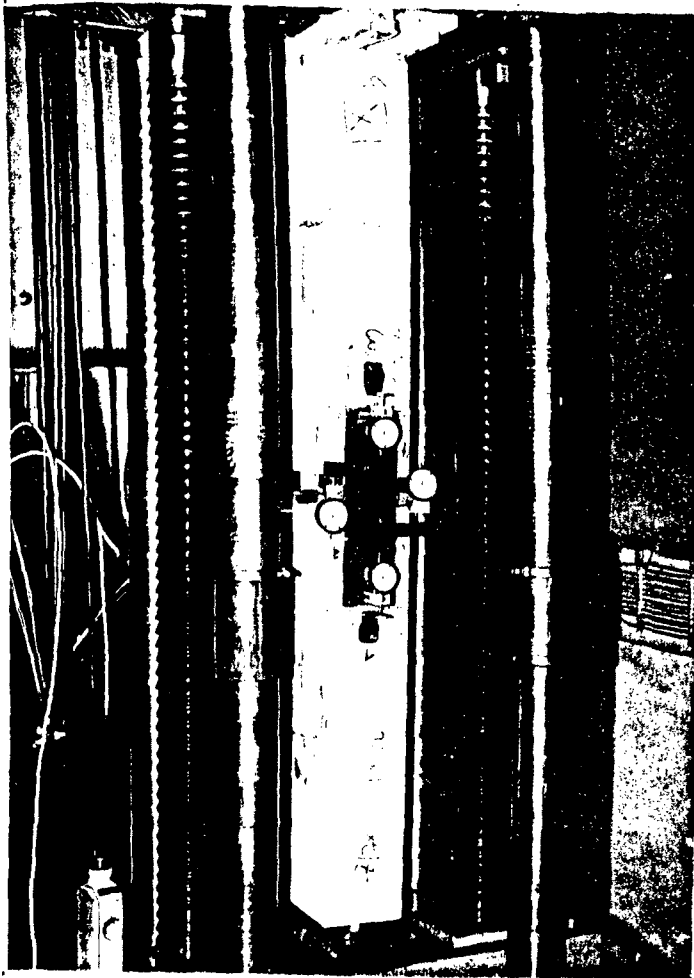


Bild 3.2: Vorversuchskörper in der Zugprüfmaschine

Die Meßuhren 2 und 4 messen die Relativverschiebungen an den belasteten Laschenenden, die Uhren 1 u.3 an den unbelasteten Enden. Die gleiche Meßanordnung befindet sich ebenfalls auf der anderen Körperseite.

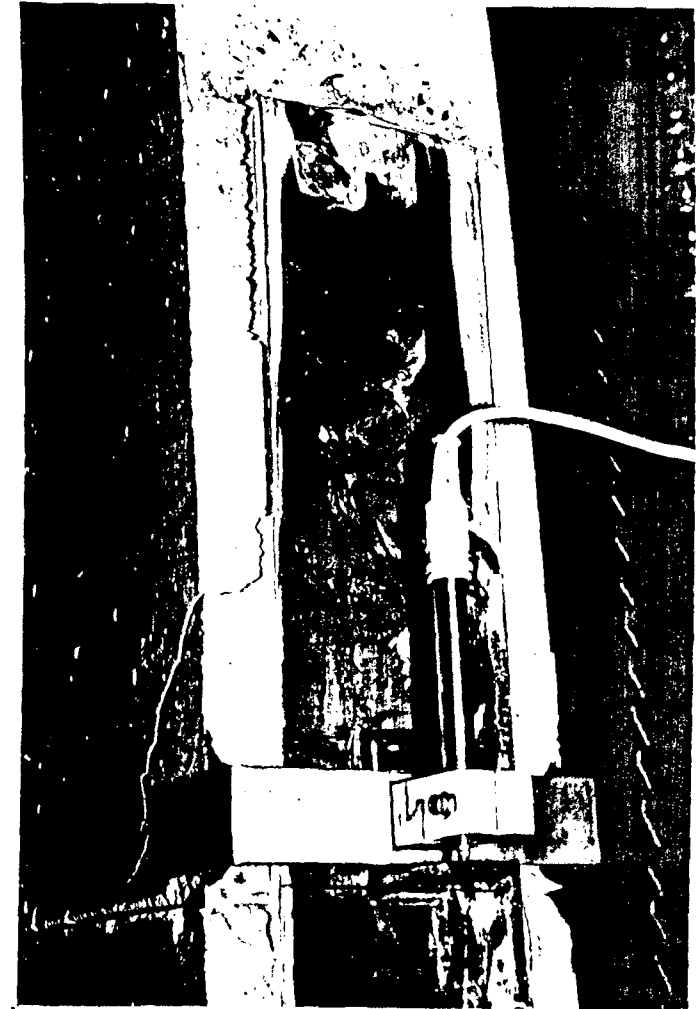


Bild 3.3: Typisches Bruchbild eines Vorversuchskörpers mit Bruchkeil (Pfeil). Hier erfolgt die Verschiebungsmessung am belasteten Laschenende mit einem Wegaufnehmer.

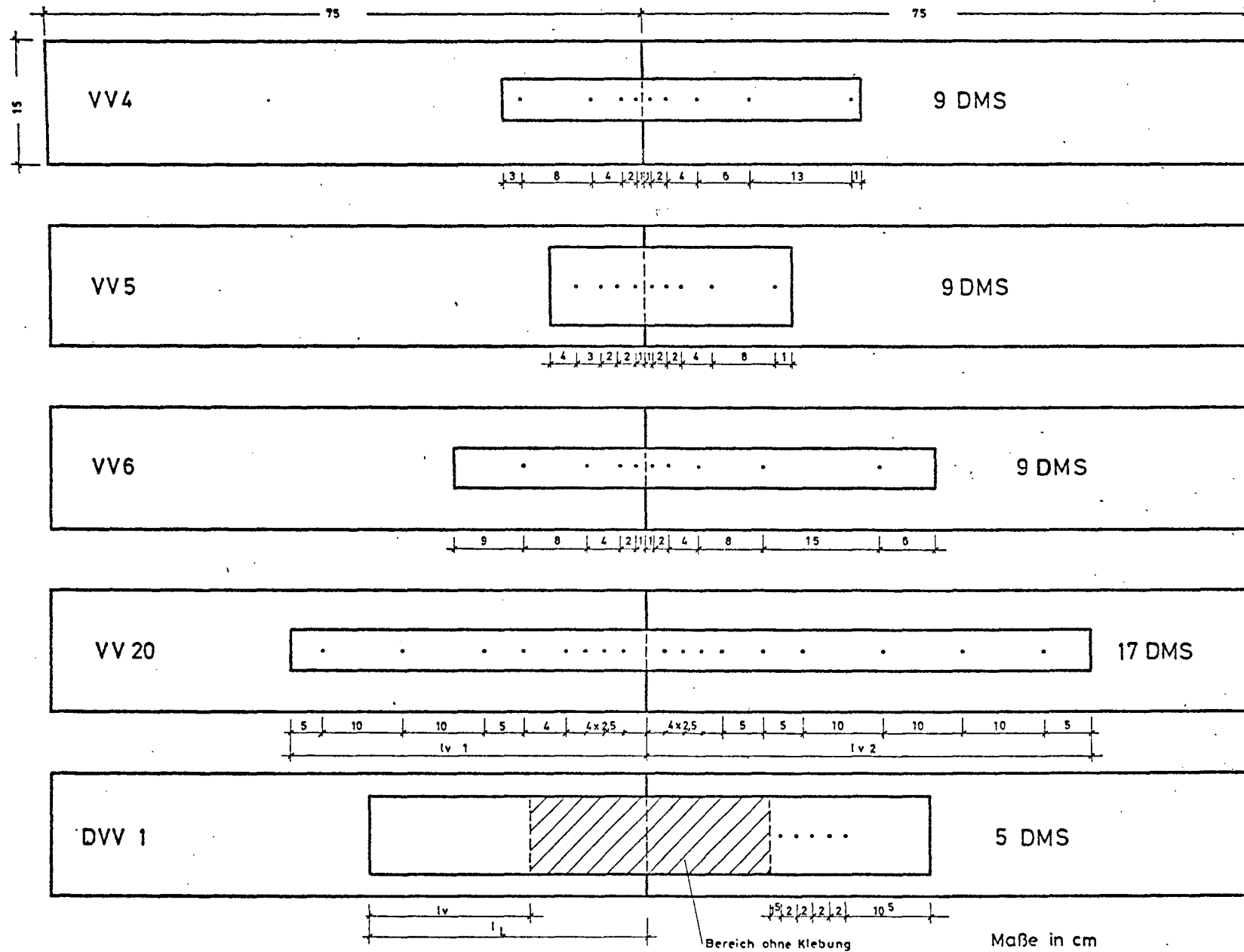


Bild 3.4 Anordnung der Dehnmeßstreifen (DMS)

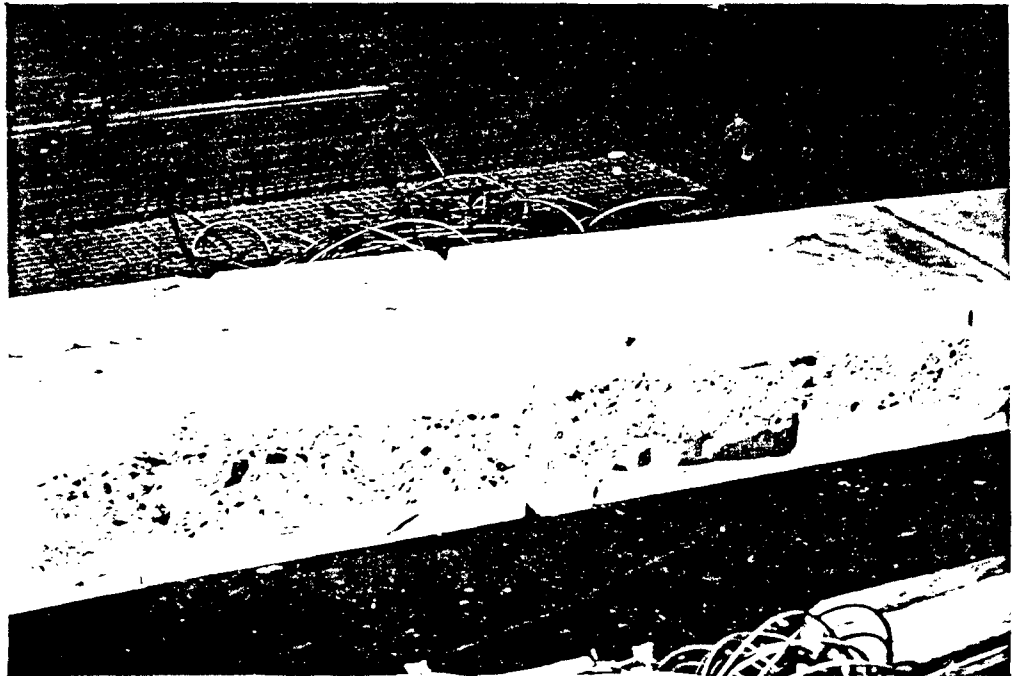


Bild 3.5: Vorversuchskörper nach dem Abschlagen der Laschen. Der Bruchkeil (Pfeile) wurde wieder eingesetzt.



Bild 3.6: Abgeschlagene Laschen bei vollständigem Betonbruch.

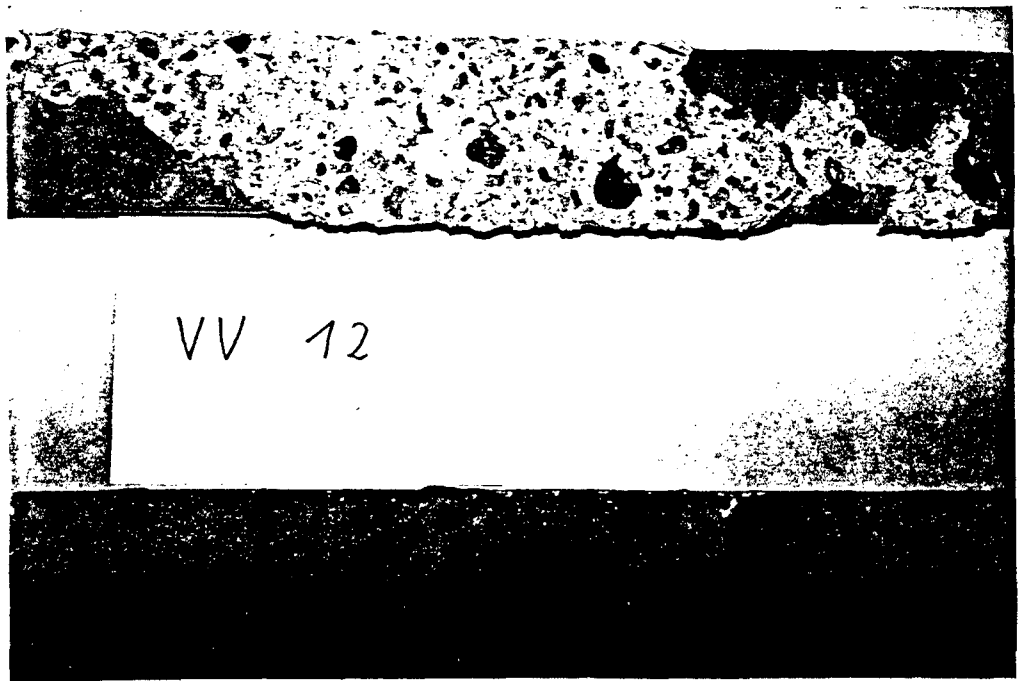


Bild 3.7: Abgeschlagene Laschen
 Obere Lasche: Betonbruch u. Klebschichtbruch
 Untere " : Adhäsionsbruch



Bild 3.8: Klebfehler in Form von Blasenbildung

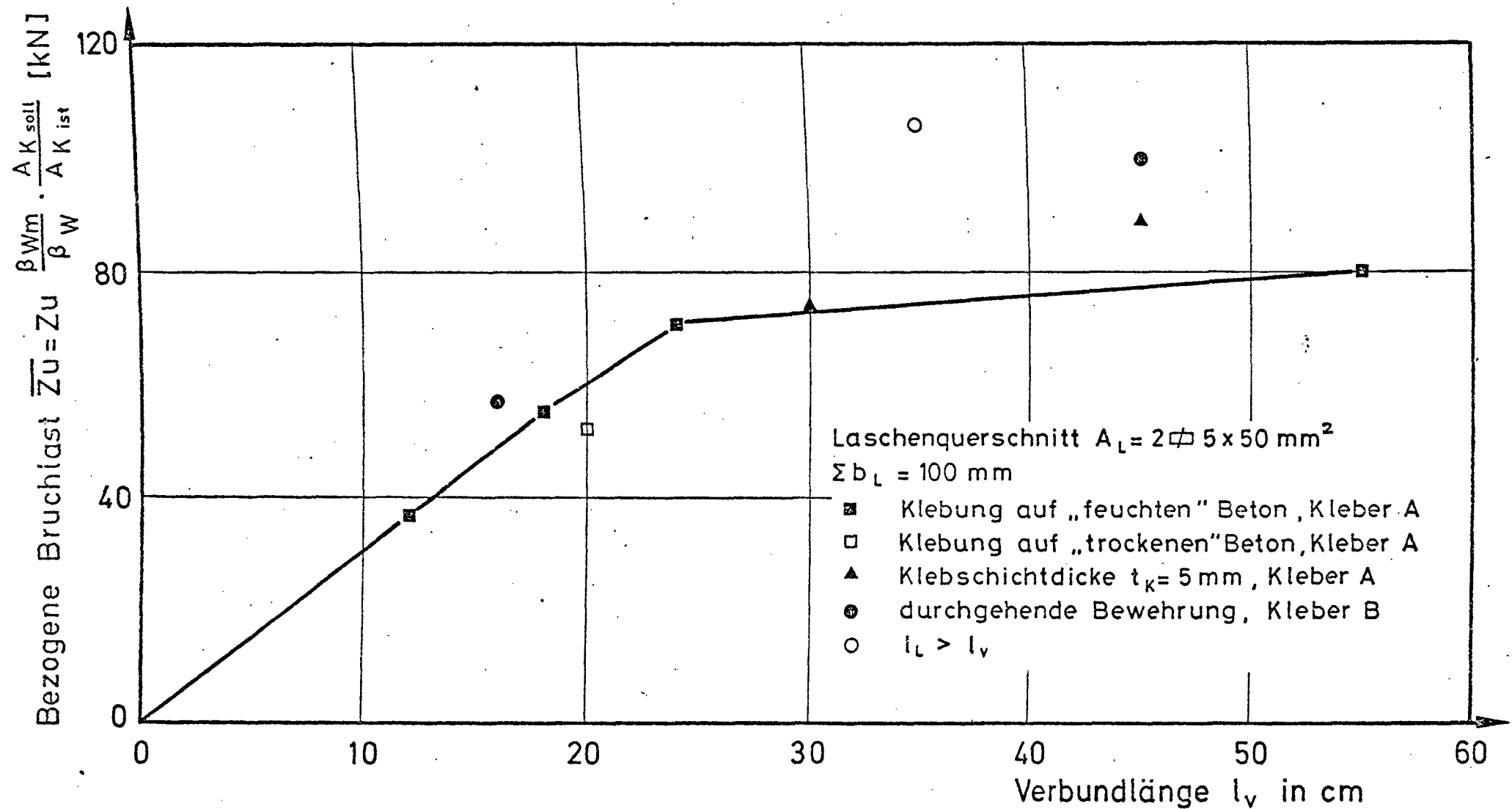


Bild 3.9 Bruchlast Z_u in Abhängigkeit der Verbundlänge - 10 cm breite Laschen

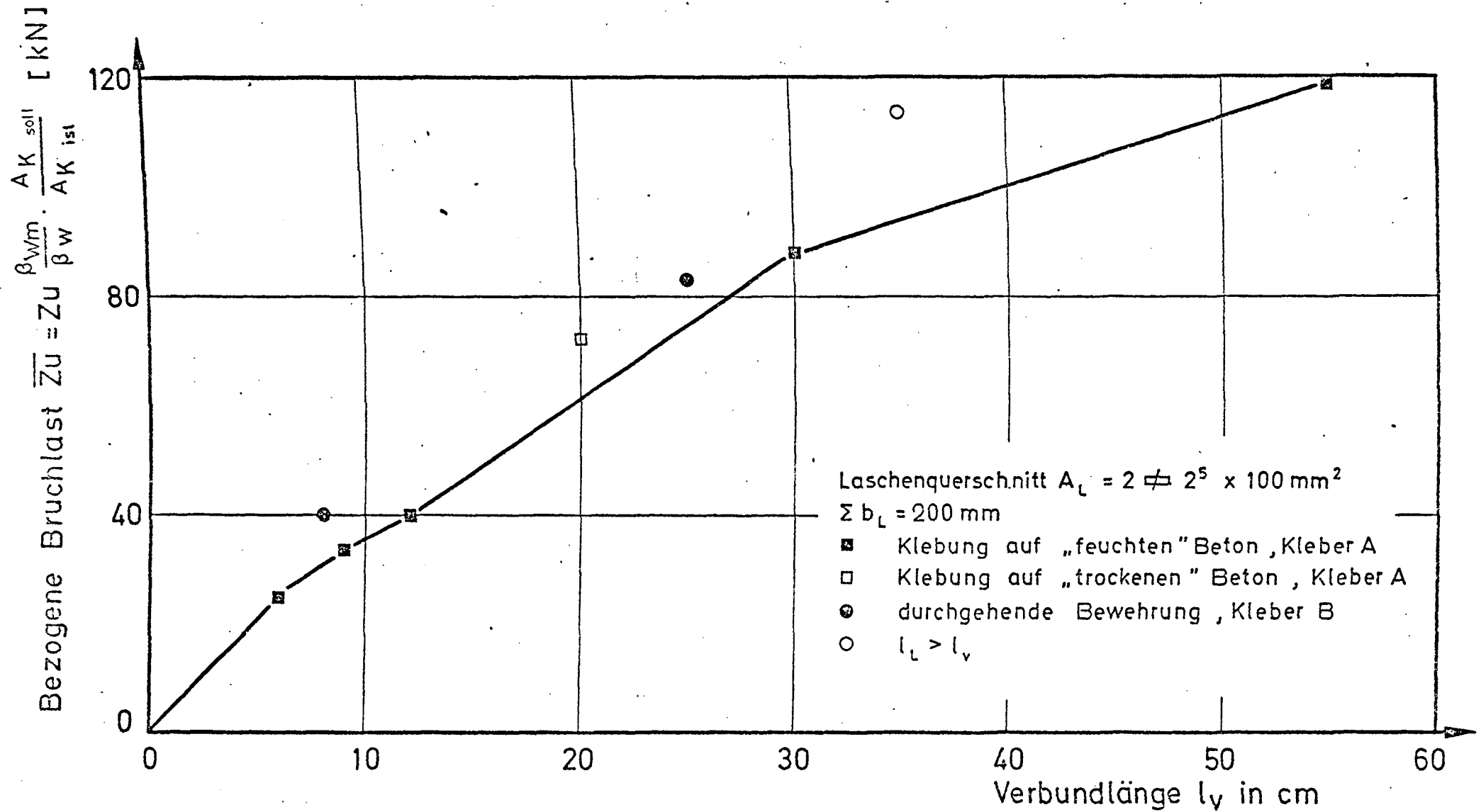


Bild 3.10 Bruchlast Z_u in Abhängigkeit von der Verbundlänge - 5 cm breite Laschen

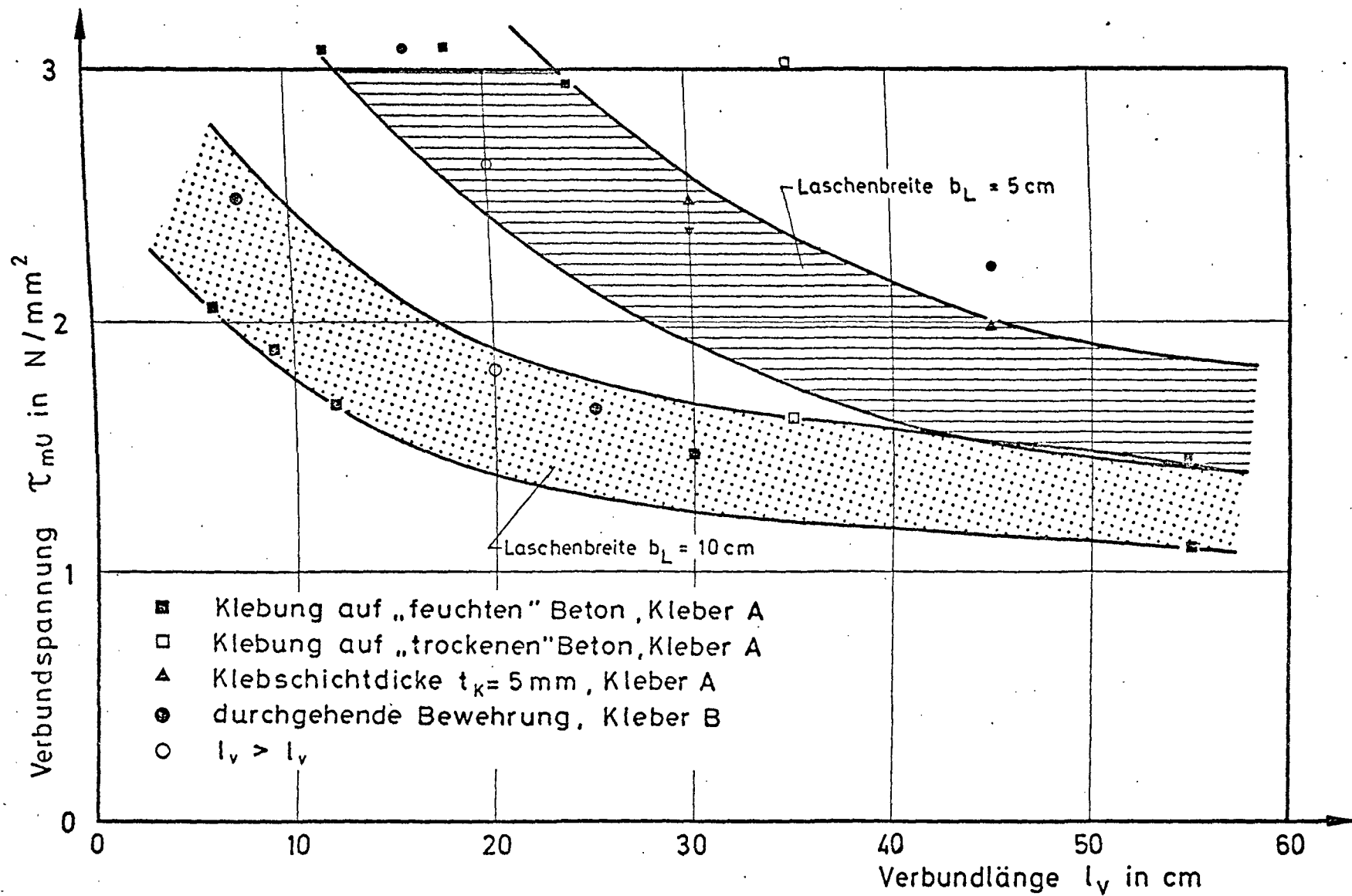


Bild 3.11 Mittlere Bruchverbundspannung in Abhängigkeit von der Verbundlänge

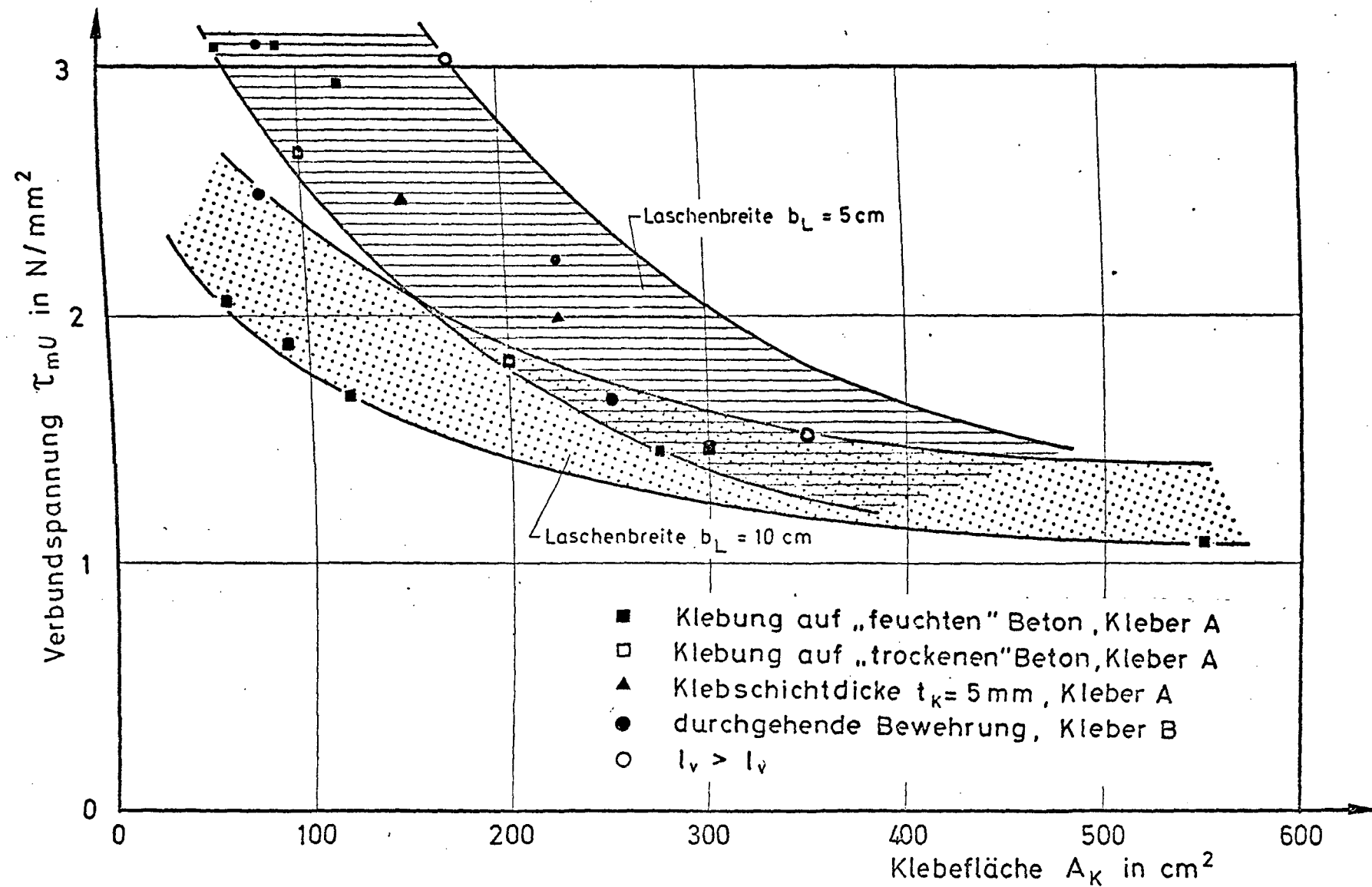


Bild 3.12 Mittlere Bruchverbundspannung in Abhängigkeit von der Klebefläche

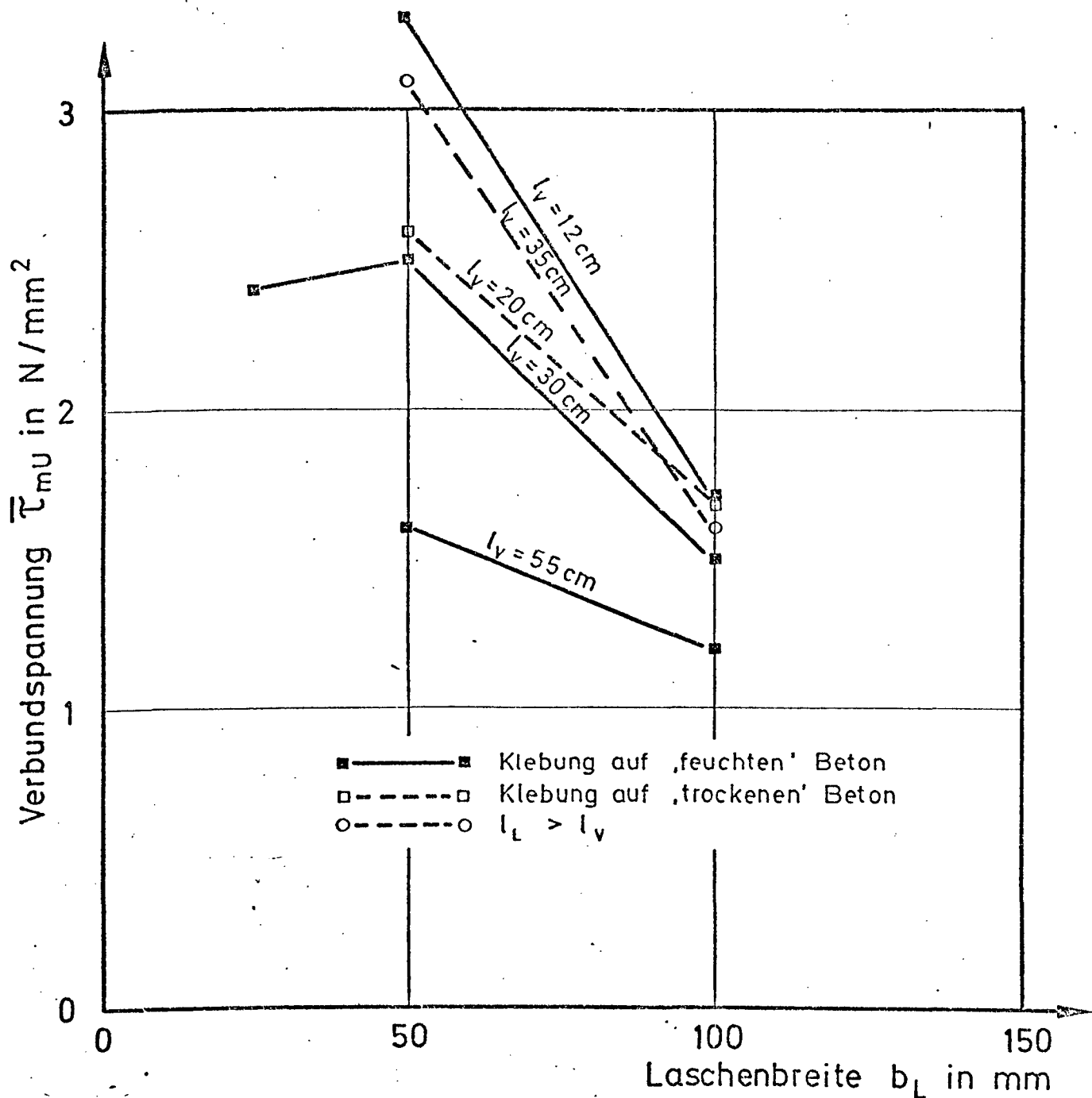


Bild 3.13 Verbundbruchspannung als Funktion der Laschenbreite

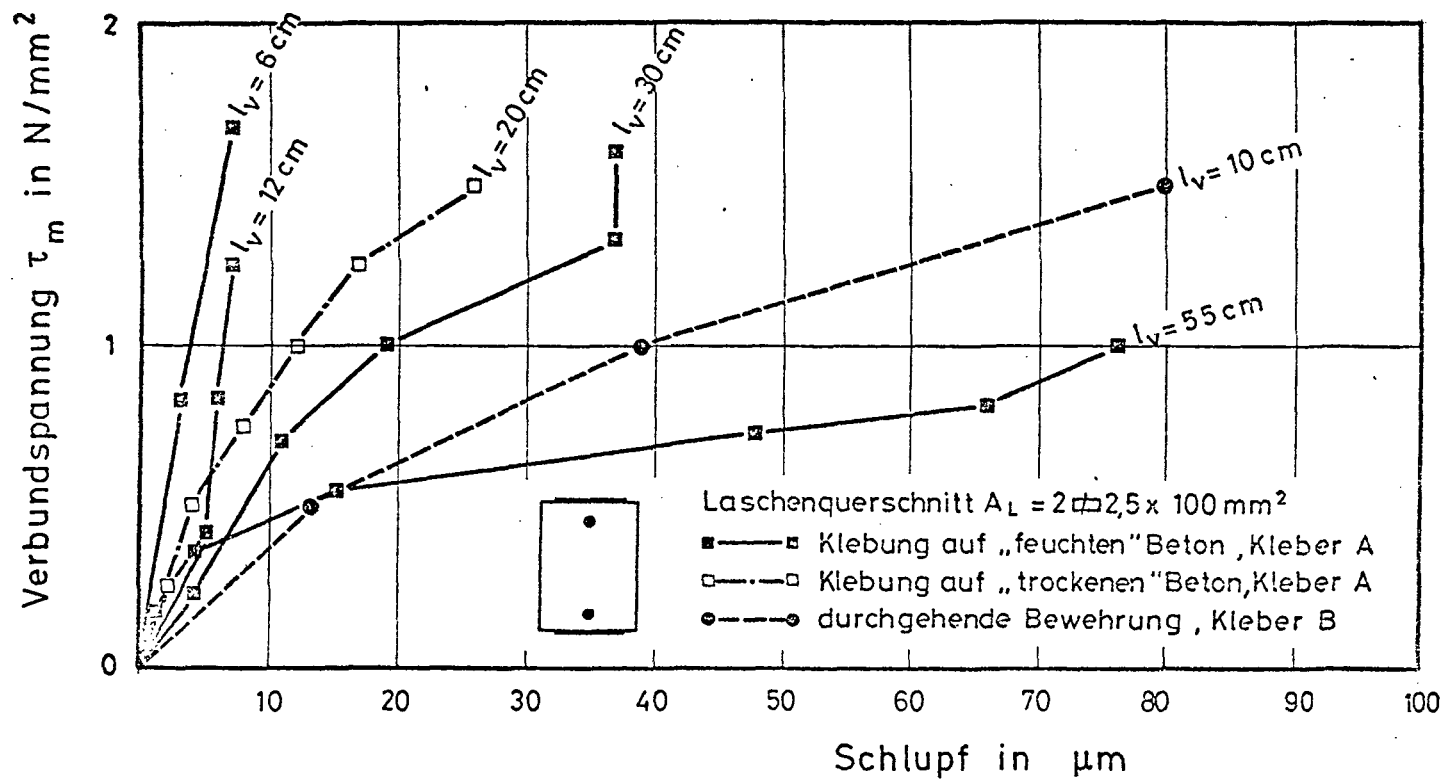


Bild 3.14 Laschenschlupf in Abhängigkeit von der Verbundspannung – 10 cm breite Laschen

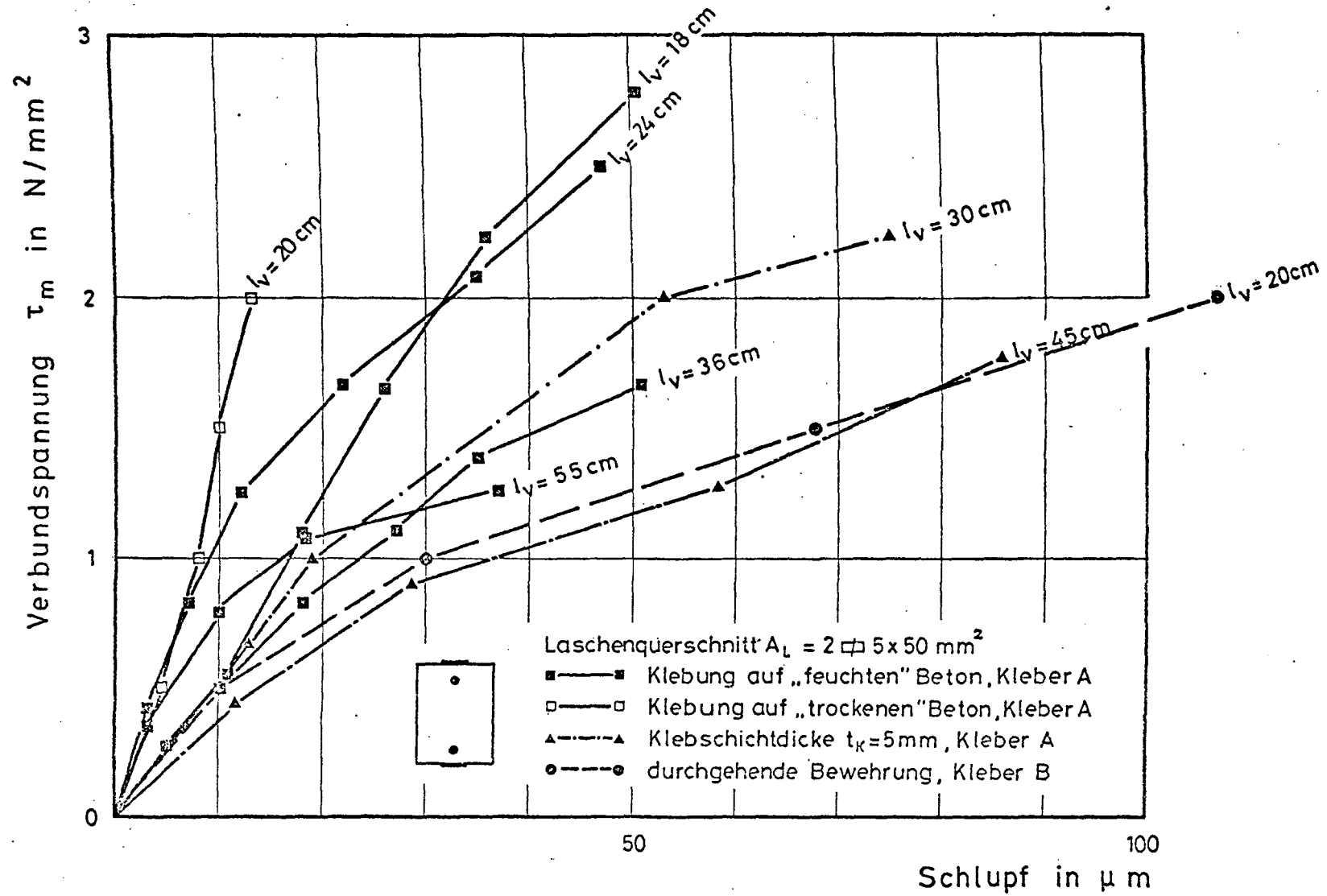


Bild 3.15: Laschenschlupf in Abhängigkeit von der Verbundspannung – 50mm breite Laschen

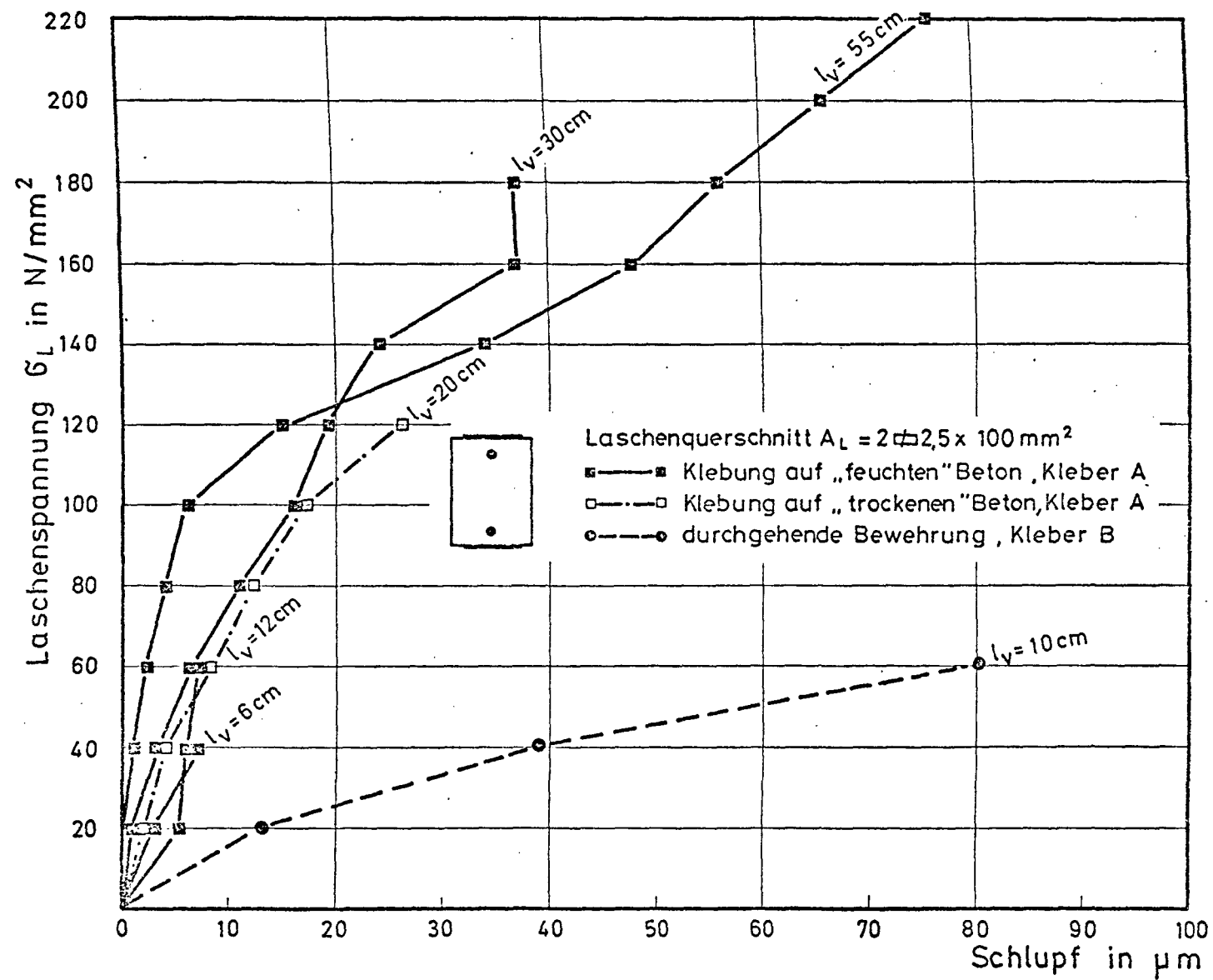


Bild 3.16: Laschenschlupf als Funktion der Laschenspannung - 100 mm breite Laschen

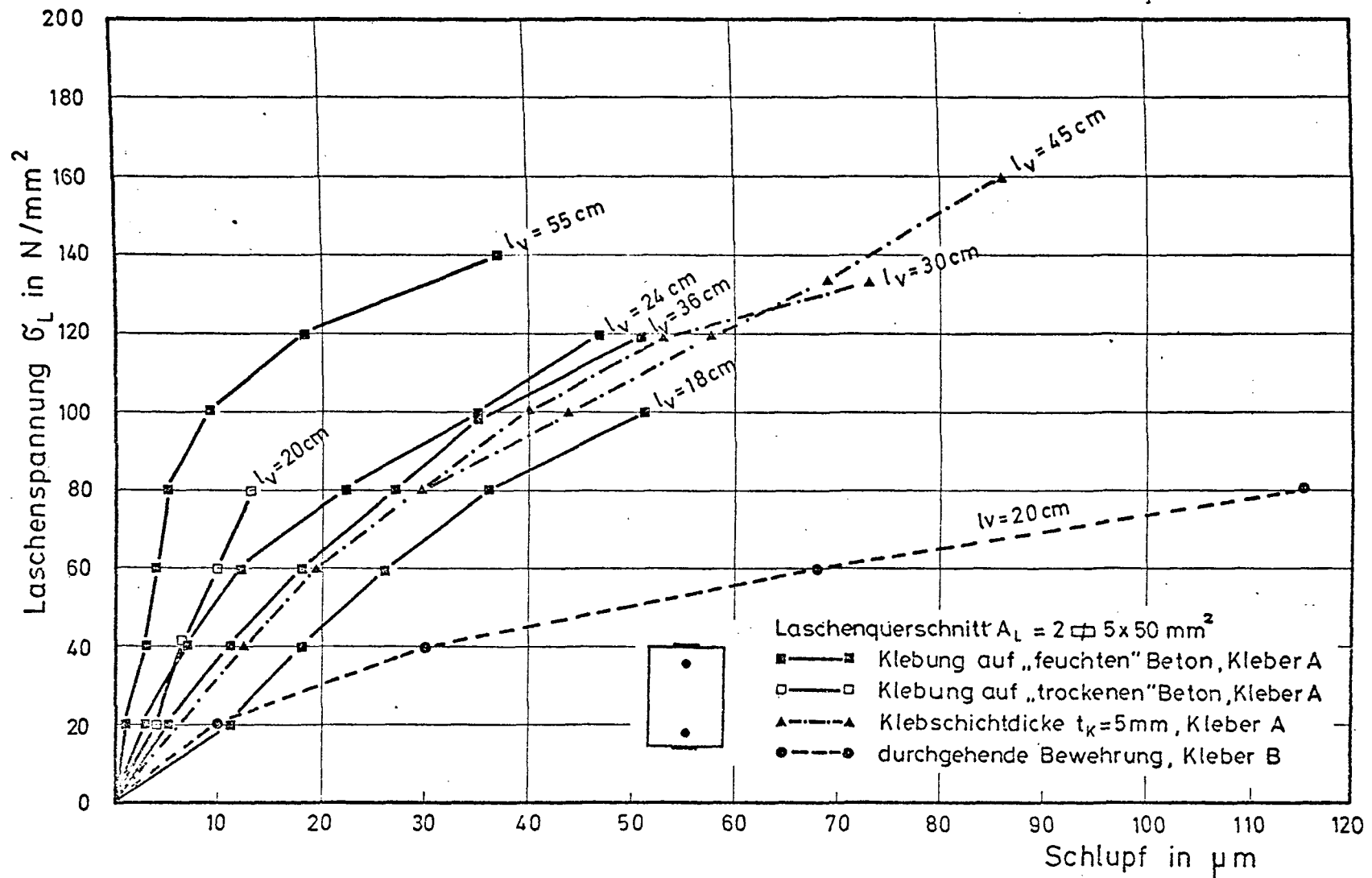


Bild 3.17 Schlupf als Funktion der Laschenspannung - 50 mm breite Laschen

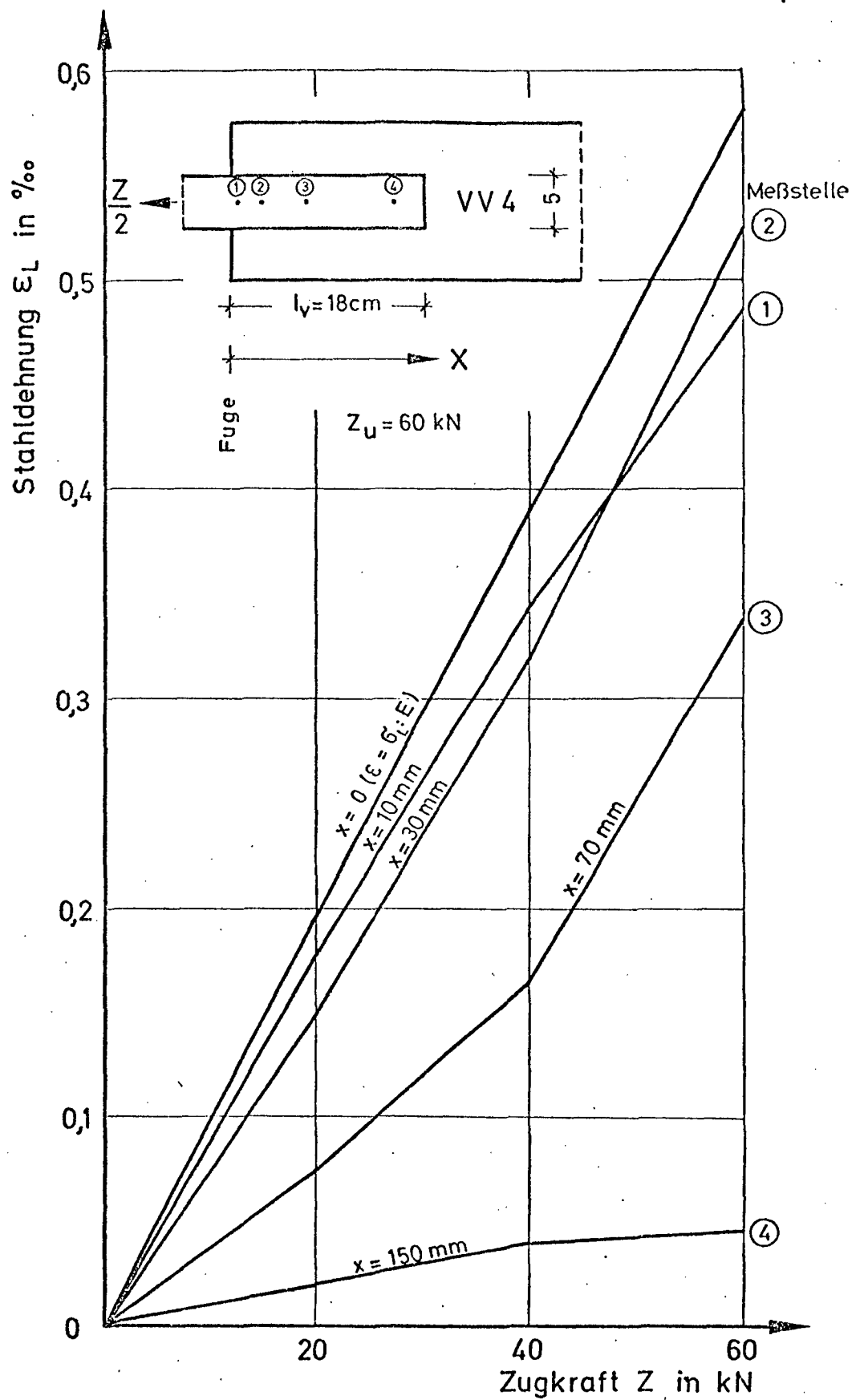


Bild 3.18: Laschendehnungen als Funktion der Zugkraft beim Versuch vv 4

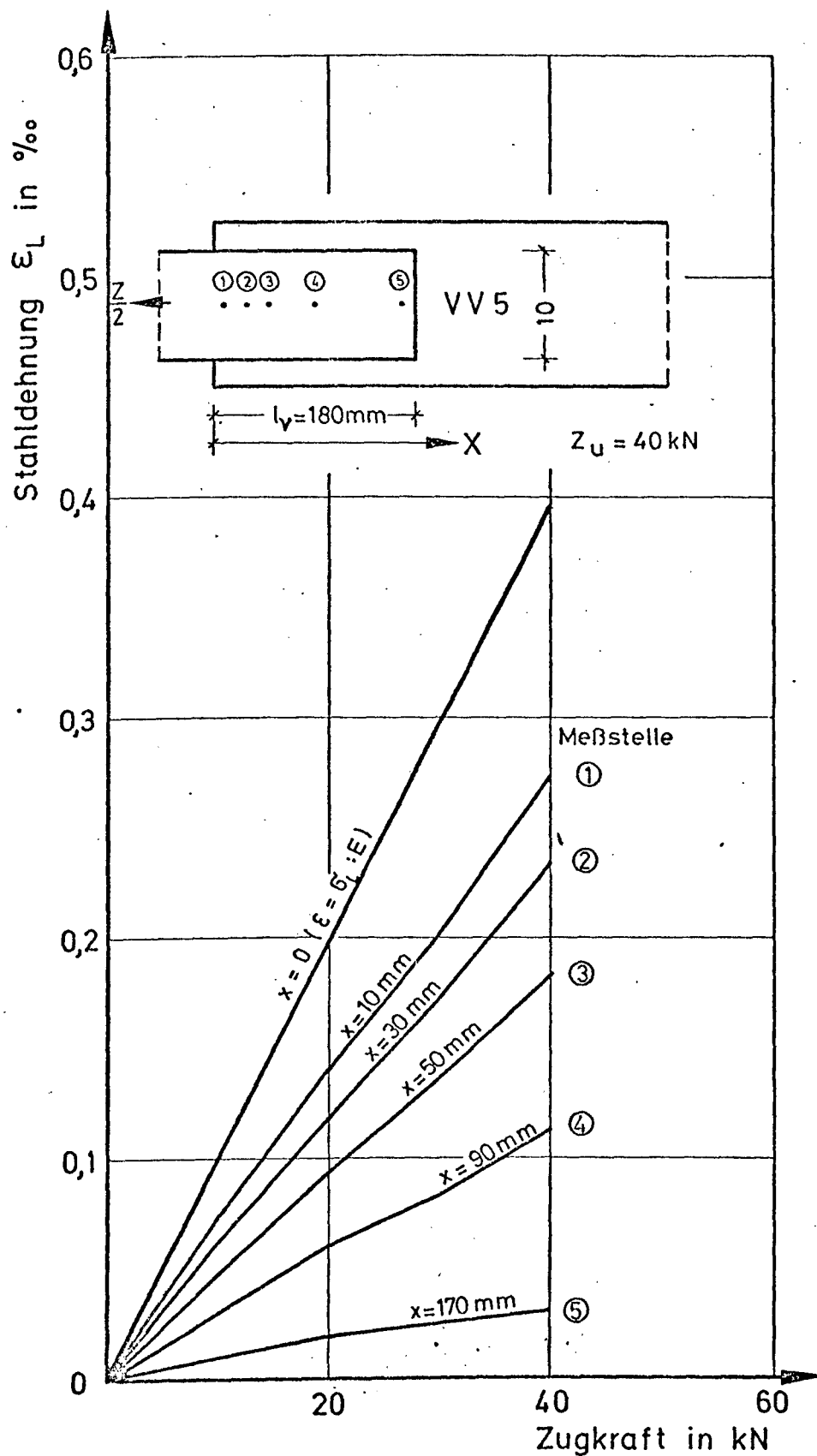


Bild 3.19: Laschendehnungen als Funktion der Zugkraft beim Versuch VV 5

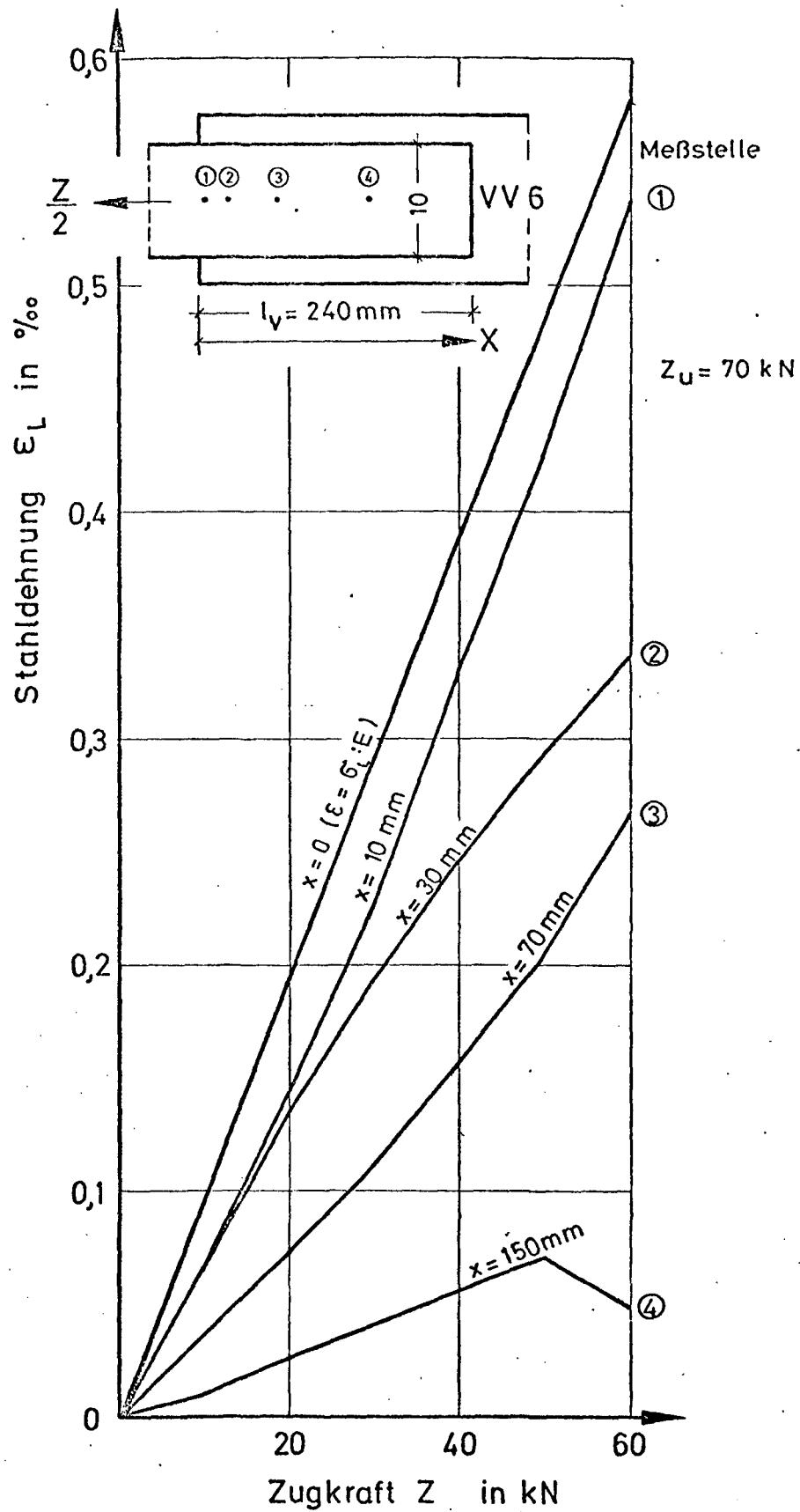


Bild 3.20: Laschendehnungen als Funktion der Zugkraft beim Versuch VV 6

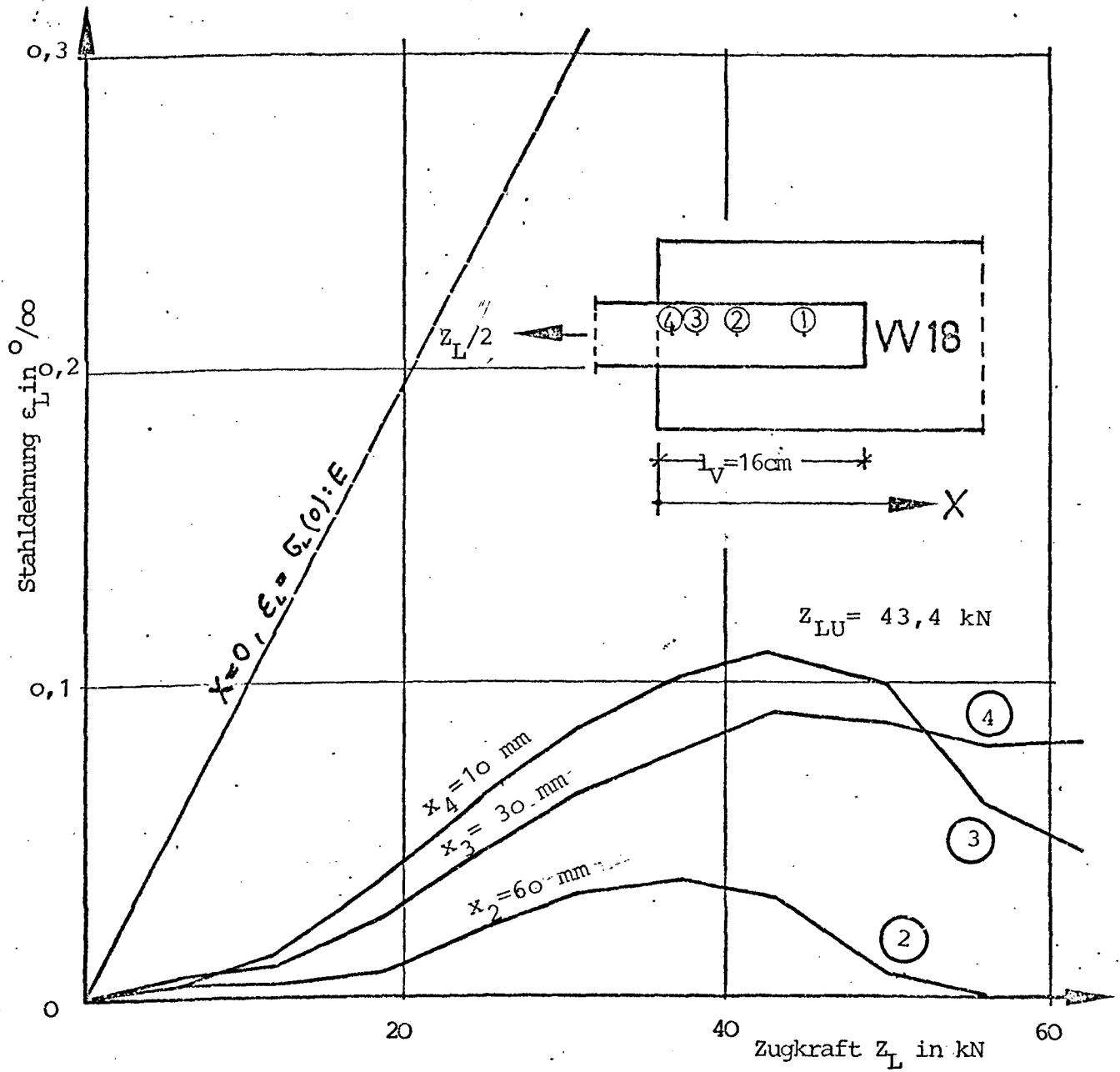


Bild 3.21: Laschendehnungen als Funktion der Zugkraft
beim Versuch WV 18 mit durchgehender Bewehrung

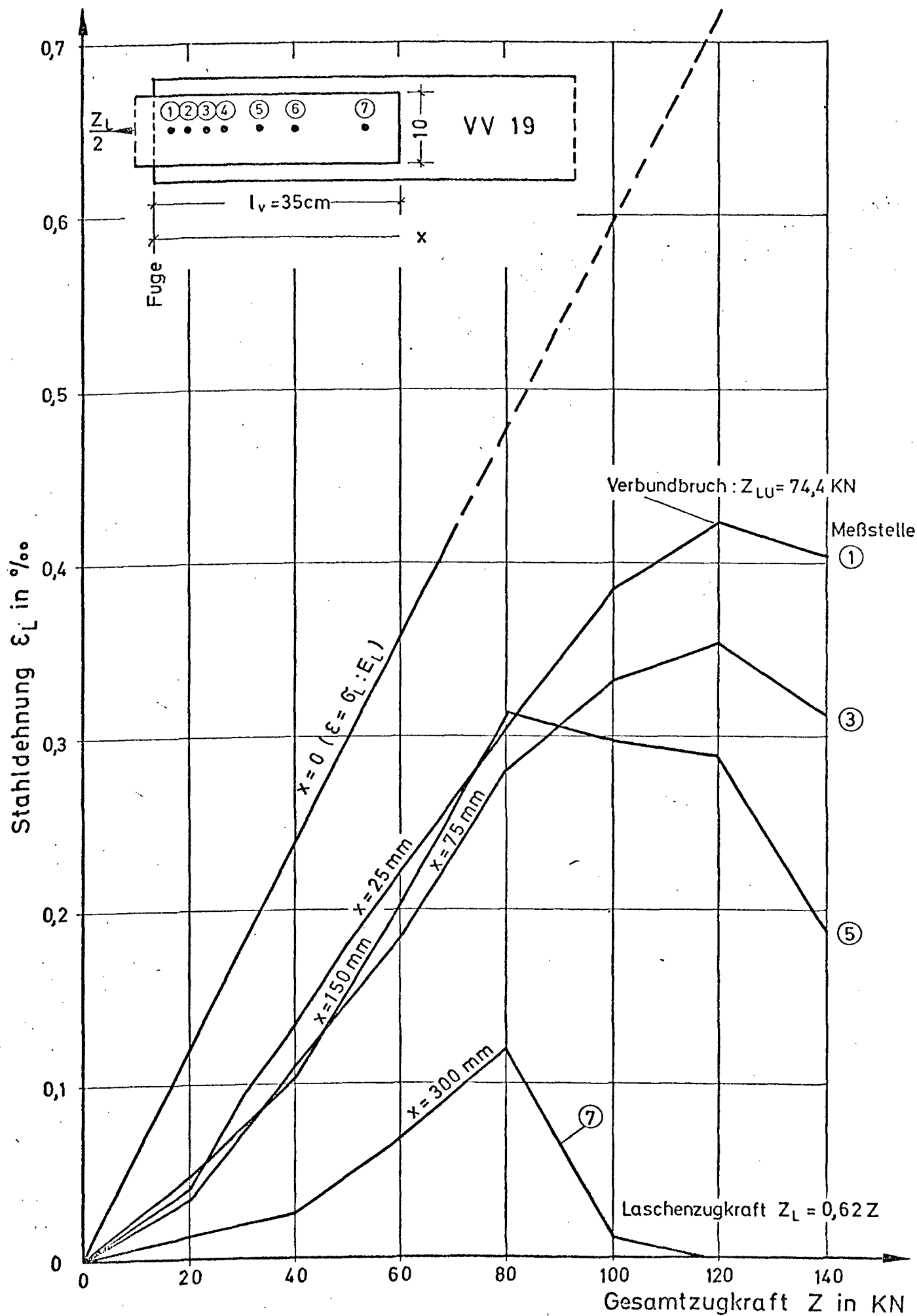


Bild 3.22 Laschendehnungen als Funktion der Zugkraft

$b_L = 50 \text{ mm}$
 $l_{V1} = 18 \text{ cm}$
 $l_{V2} = 27 \text{ cm}$
 $Z_U = 60,0 \text{ kN}$

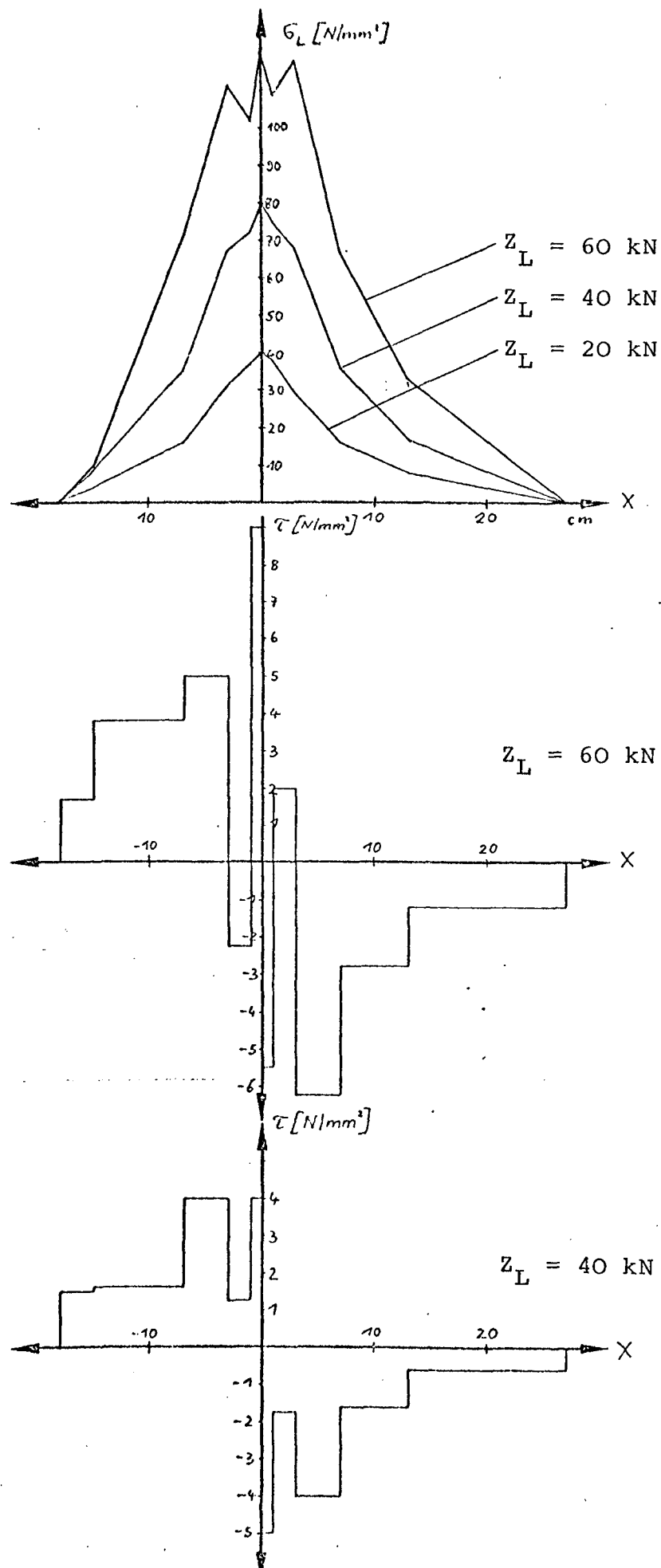


Bild 3.23: Laschennormal- und Verbundspannungen beim Versuch VV 4

$b_L = 100 \text{ mm}$
 $l_{V1} = 12 \text{ cm}$
 $l_{V2} = 18 \text{ cm}$
 $z_U = 40,0 \text{ kN}$

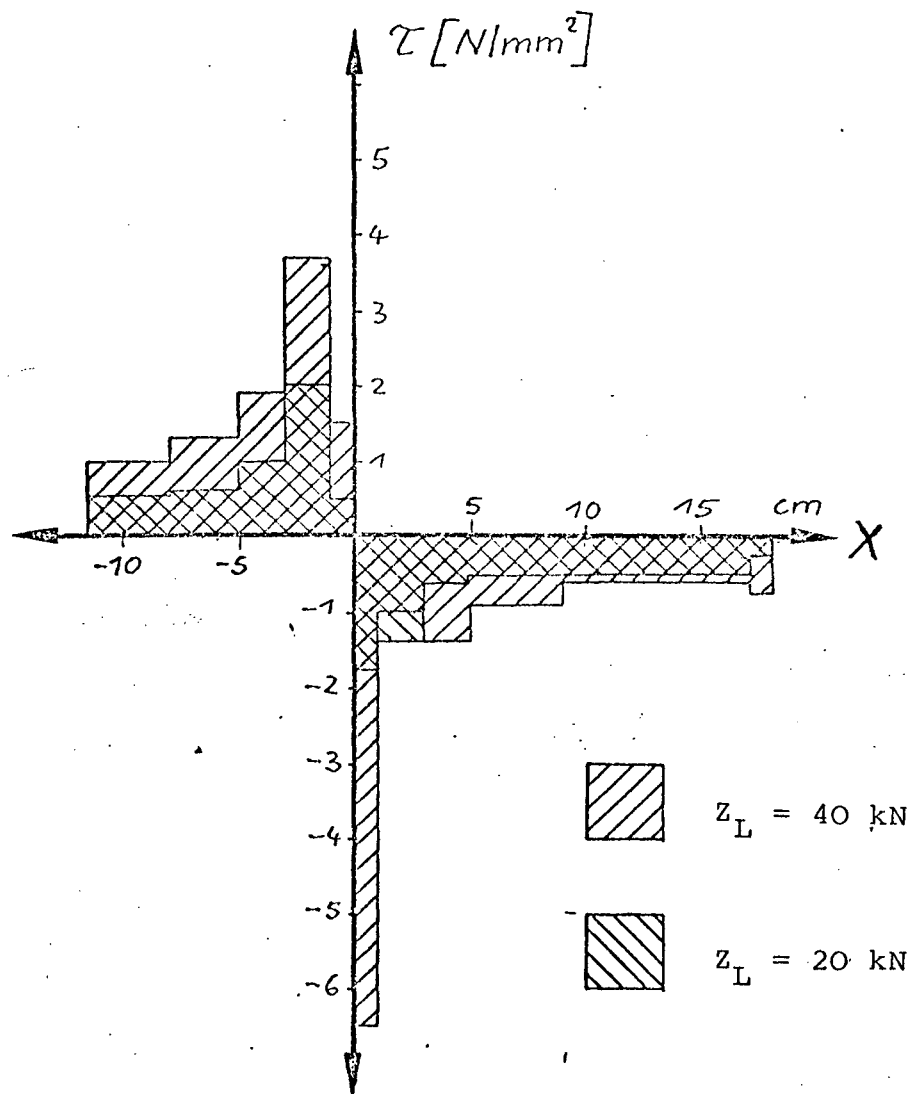
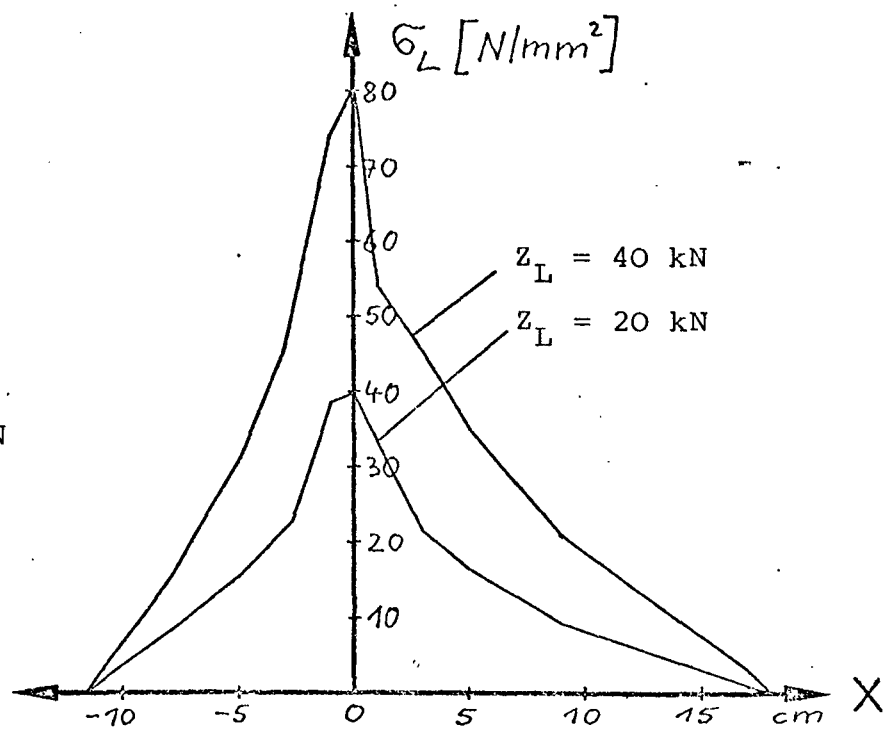


Bild 3.24: Laschennormal- und Verbundspannungen beim Versuch VV 5

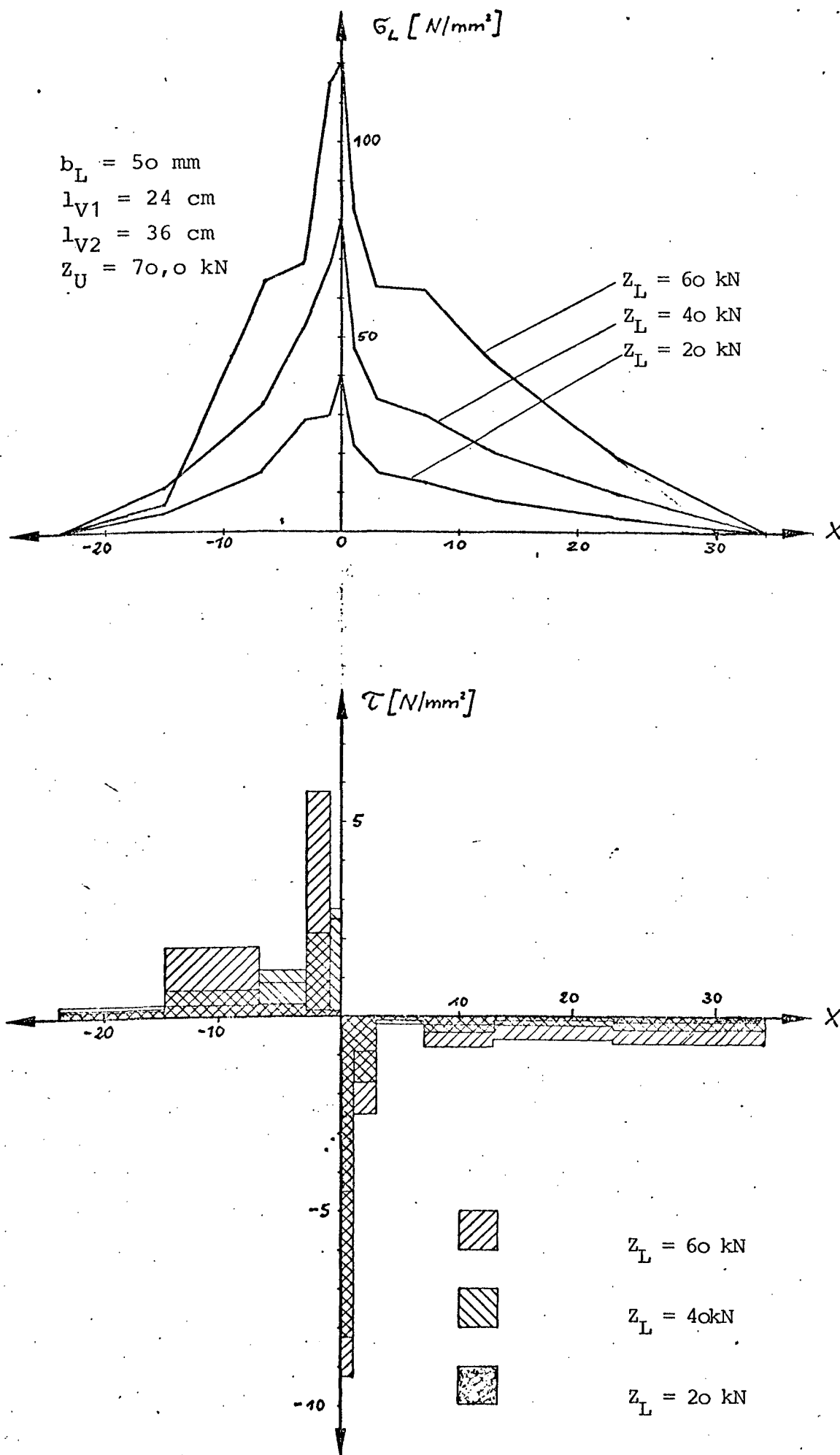


Bild 3.25: Laschennormal- und Verbundspannungen beim Versuch VV 6

$b_L = 50 \text{ mm}$
 $l_{V1} = 16 \text{ cm}$
 $l_{V2} = 24 \text{ cm}$
 $Z_{LU} = 43,4 \text{ kN}$

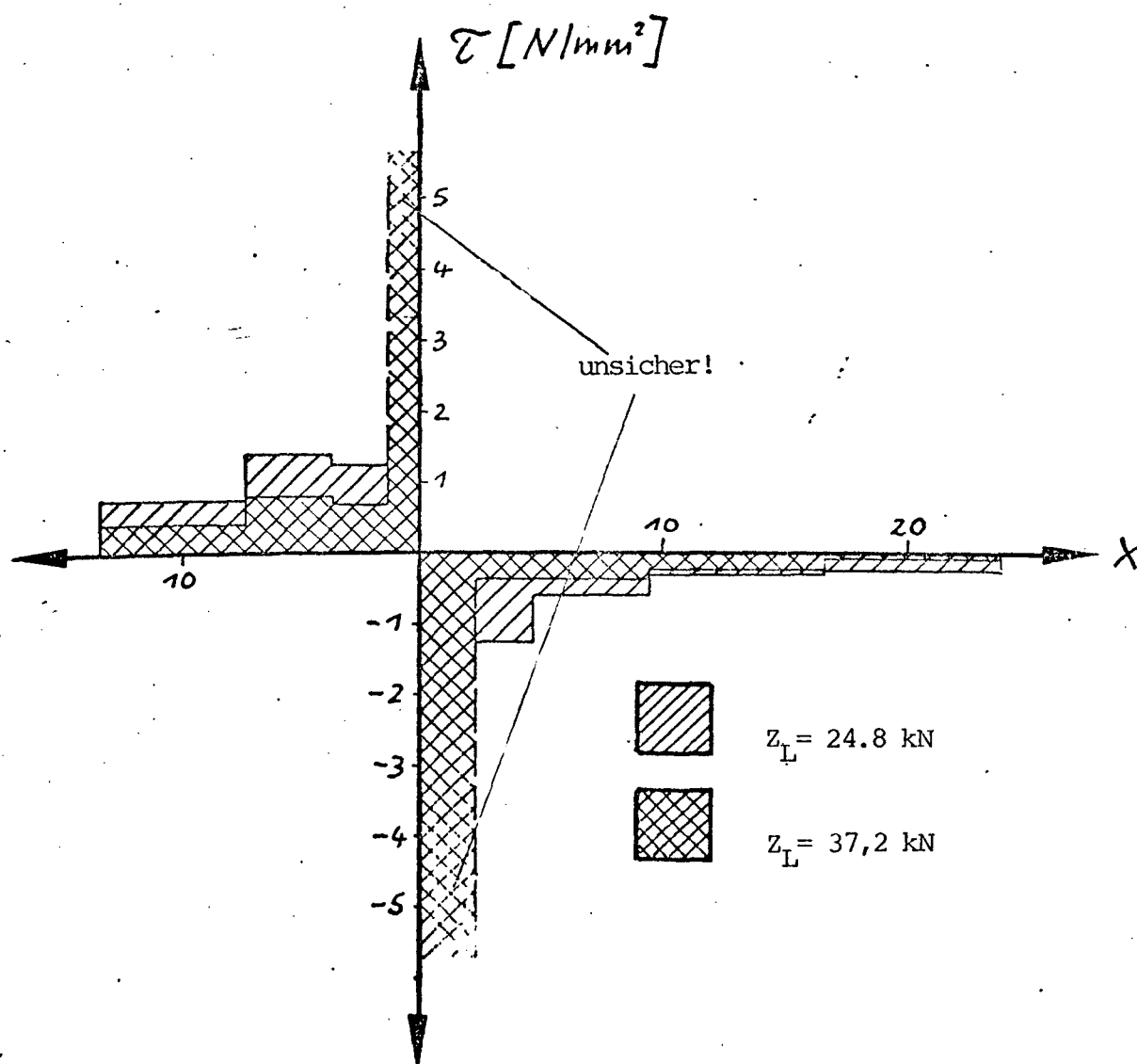
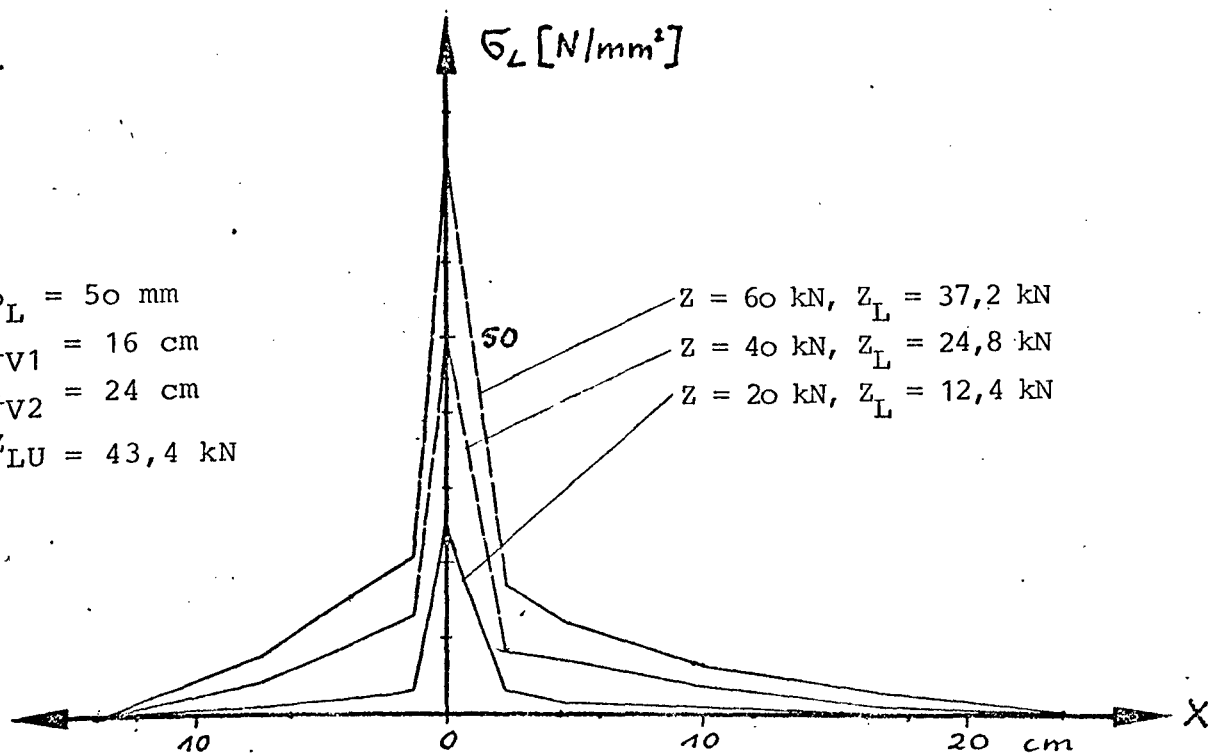


Bild 3.26: Laschennormal- und Verbundspannungen beim Versuch WV 18
 (mit durchgehender Bewehrung)

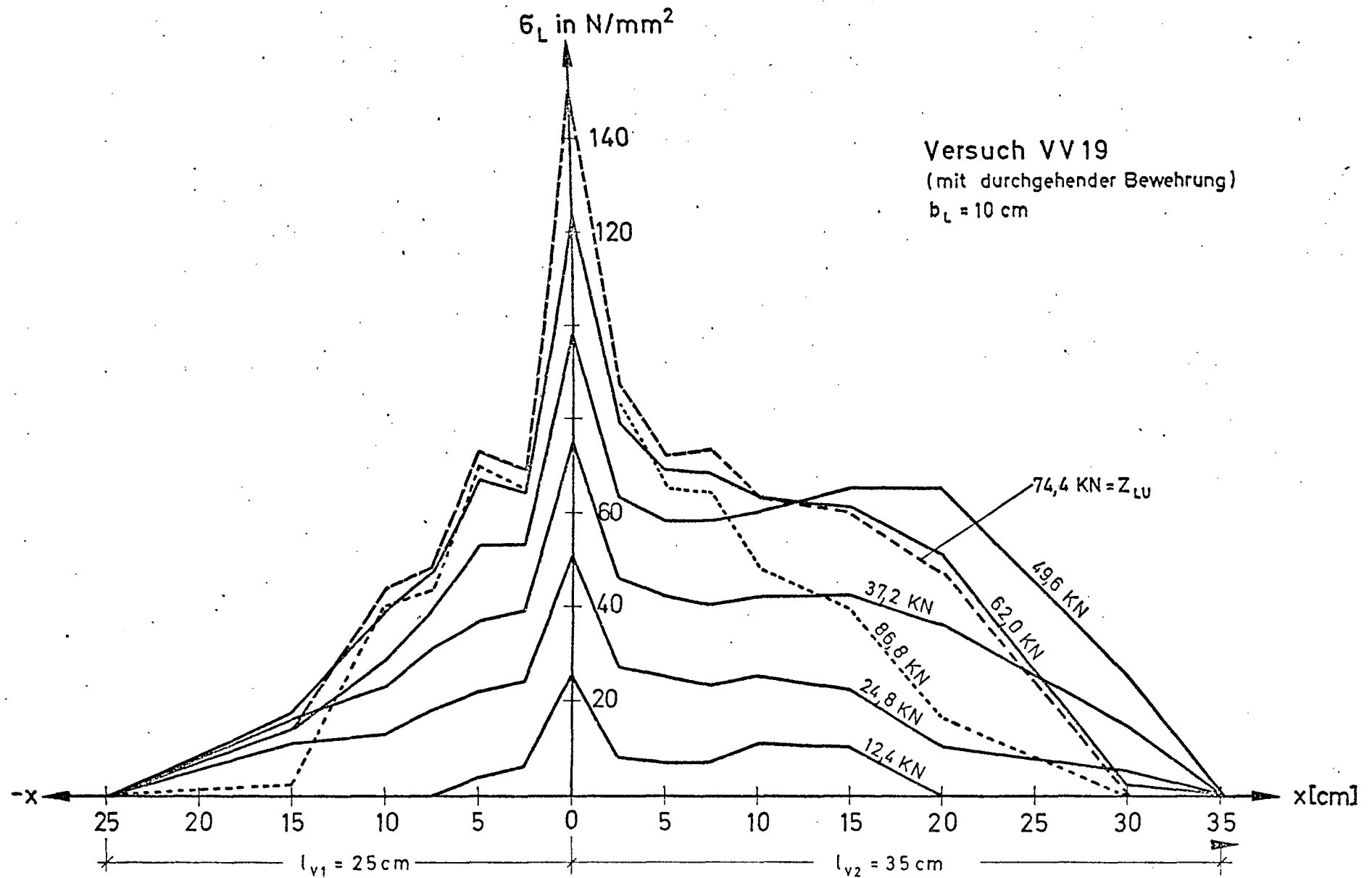


Bild 3.27: Verlauf der Laschennormalspannungen über der Verbundlänge

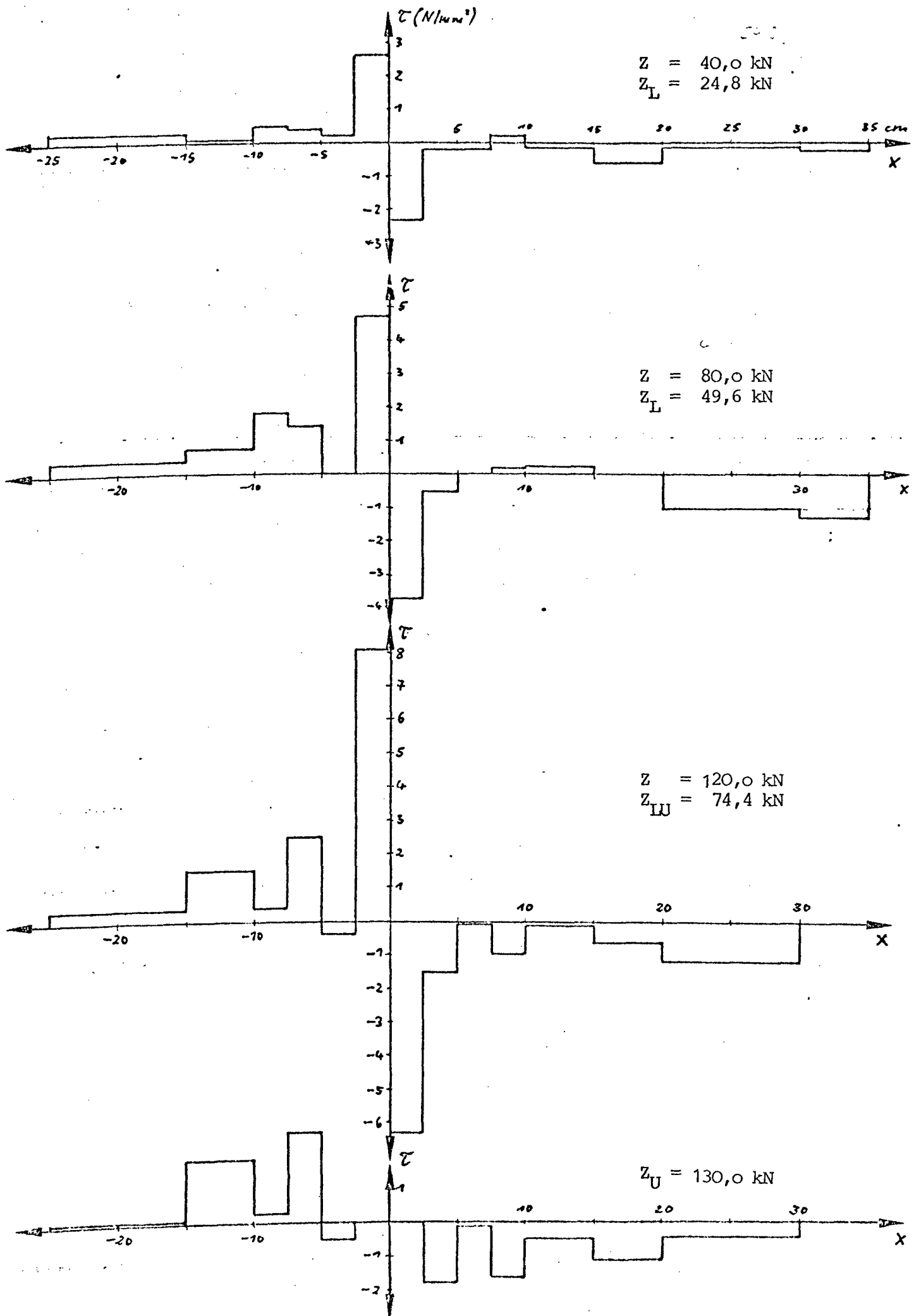


Bild 3.28: Verbundspannungen beim Versuch VV 19

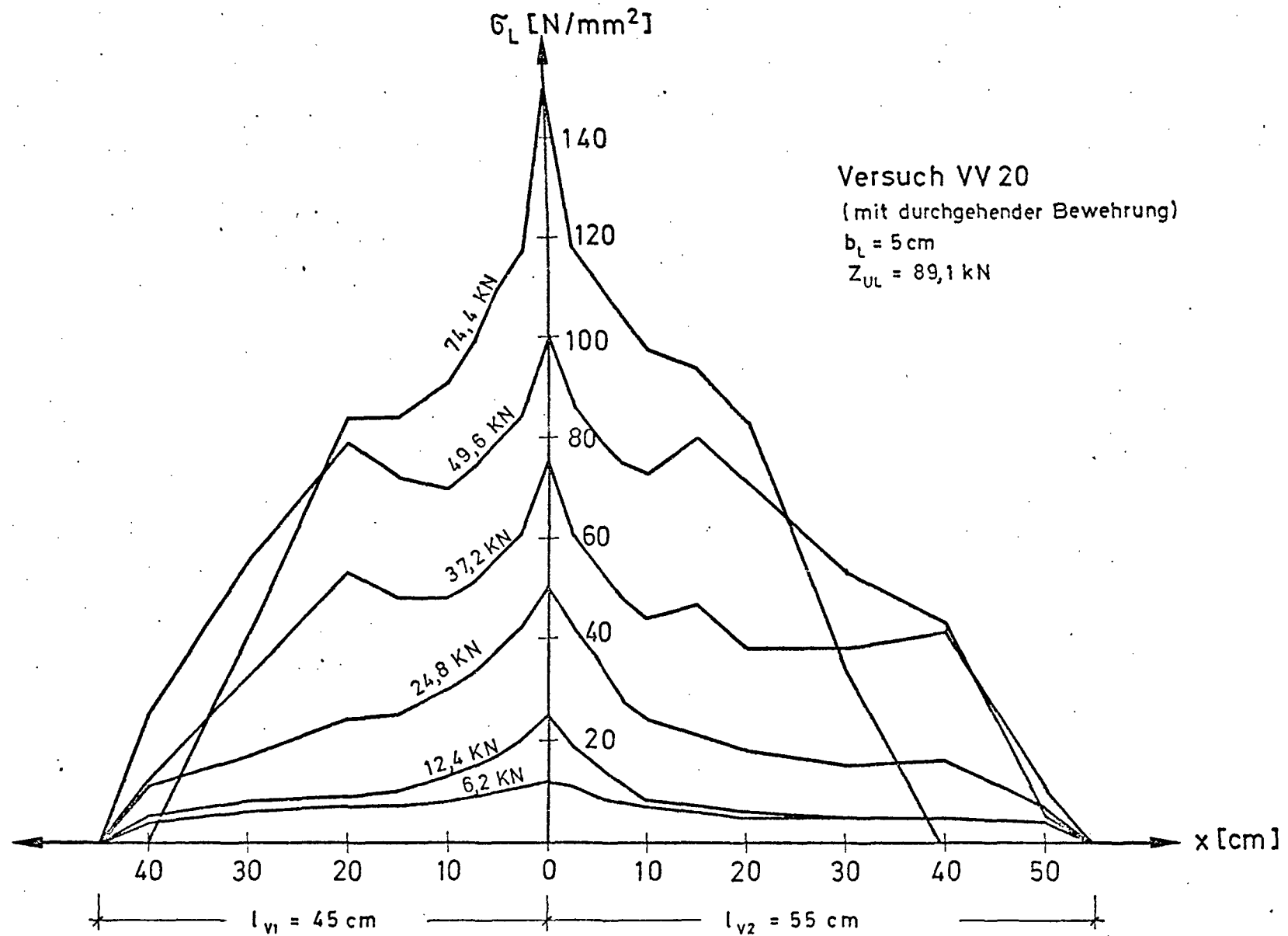


Bild 3.29: Verlauf der Laschennormalspannungen über der Verbundlänge

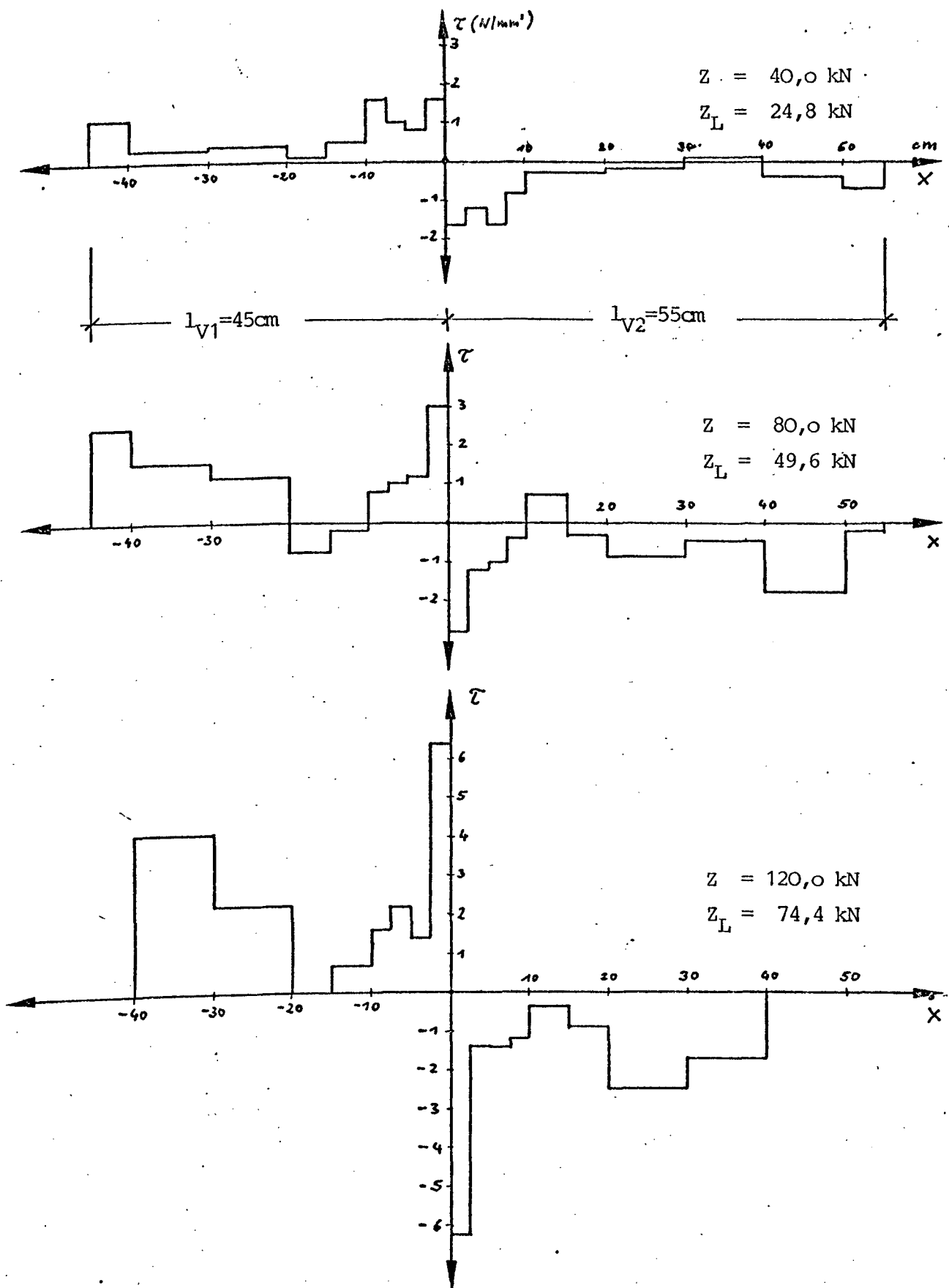


Bild 3.30: Verlauf der Verbundspannungen über der Laschenlänge
 Versuch VW 20 mit durchgehender Bewehrung

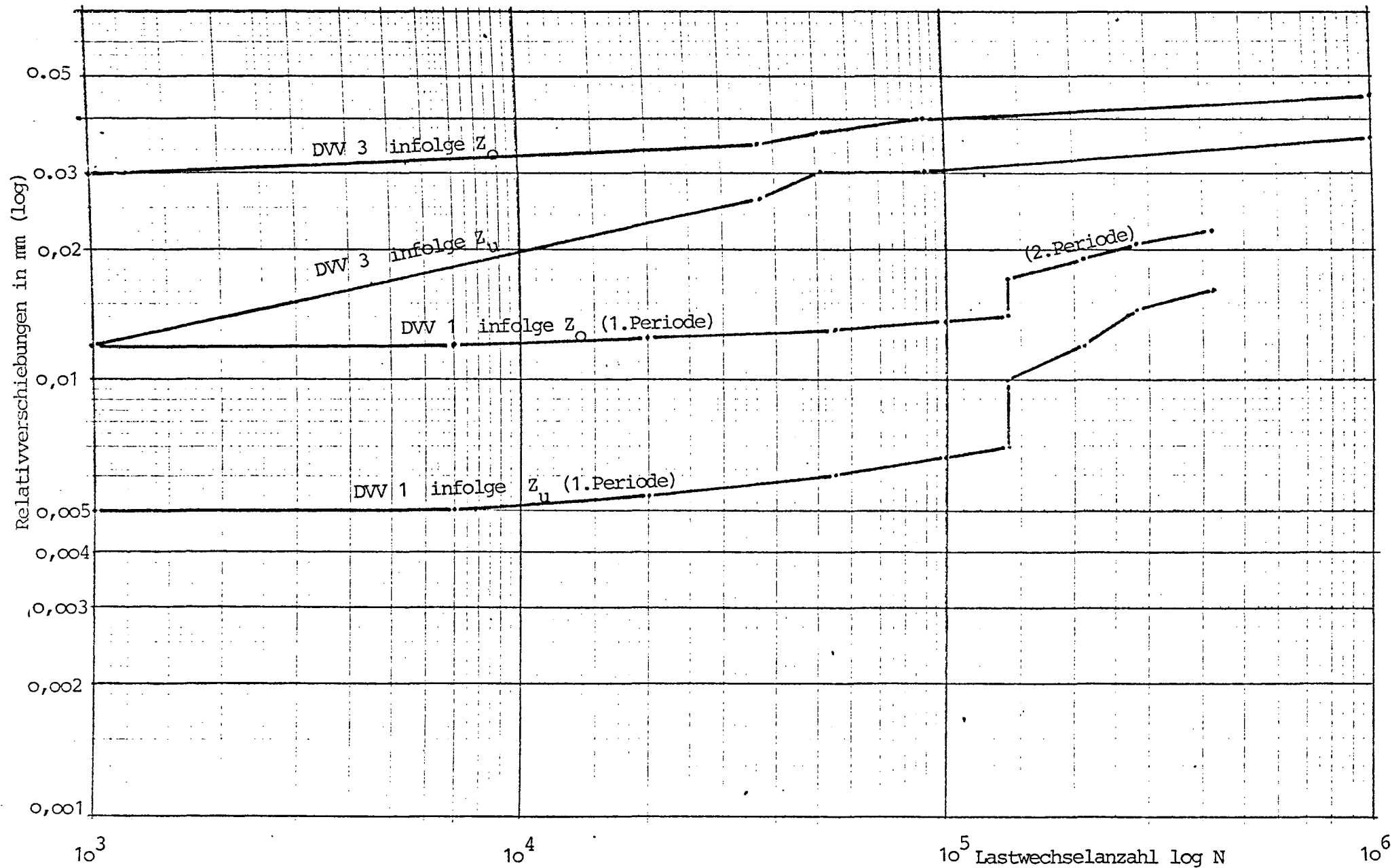


Bild 3.31: Relativverschiebungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

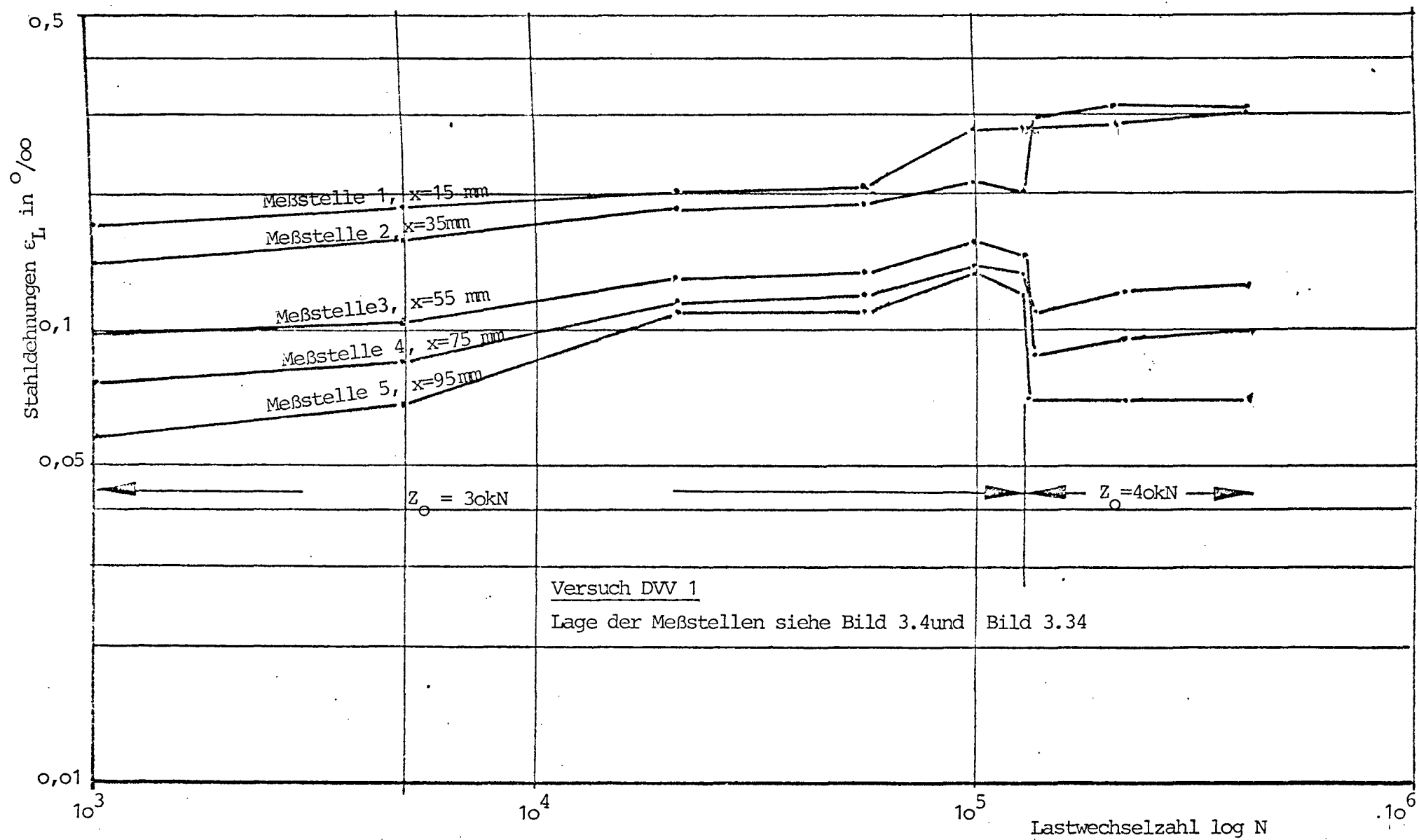
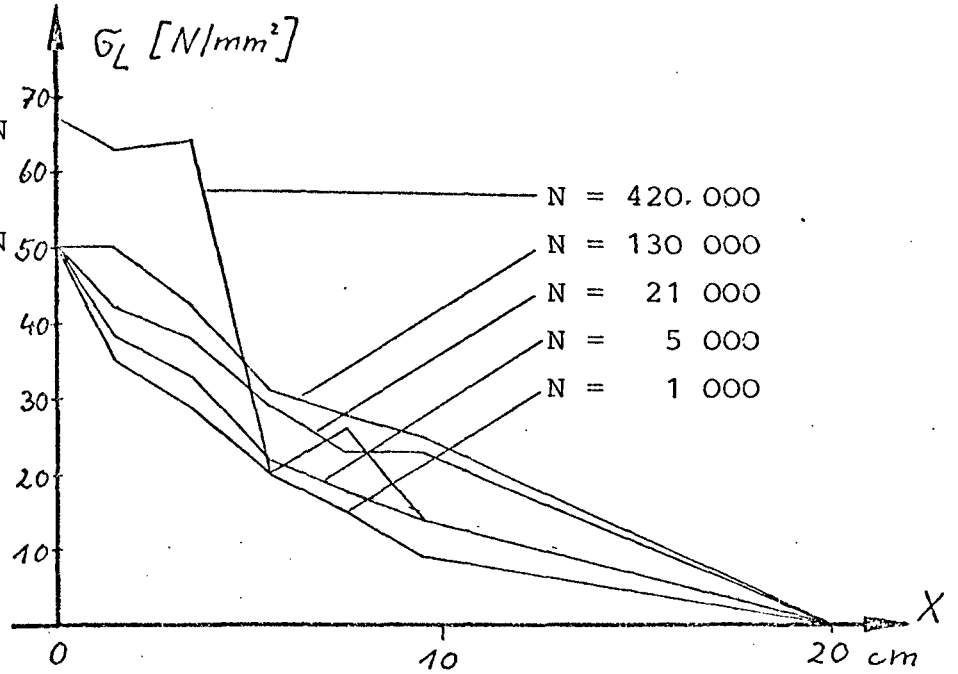


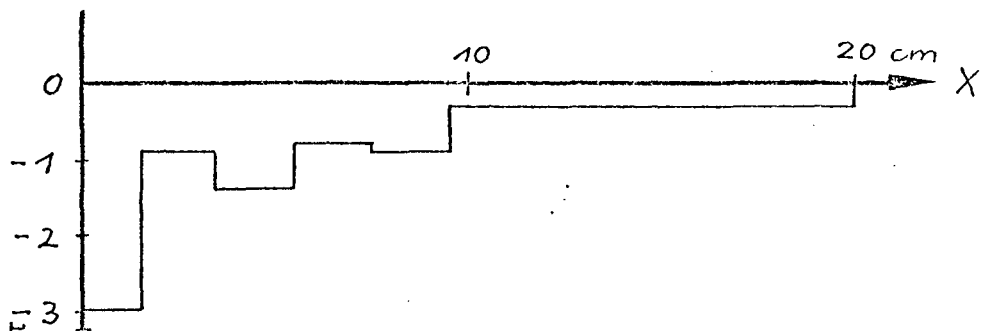
Bild 3.32: Stahldehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

2. dyn. Periode, $Z_O = 40 \text{ kN}$

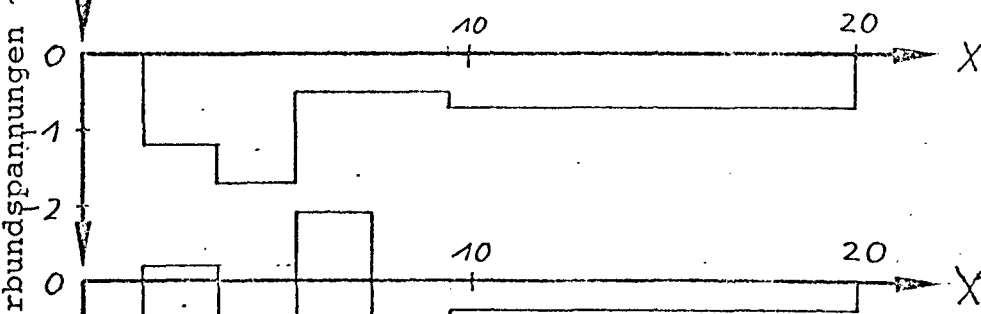
1. dyn. Periode, $Z_O = 30 \text{ kN}$



$N = 1000$



$N = 130000$



$N = 420000$

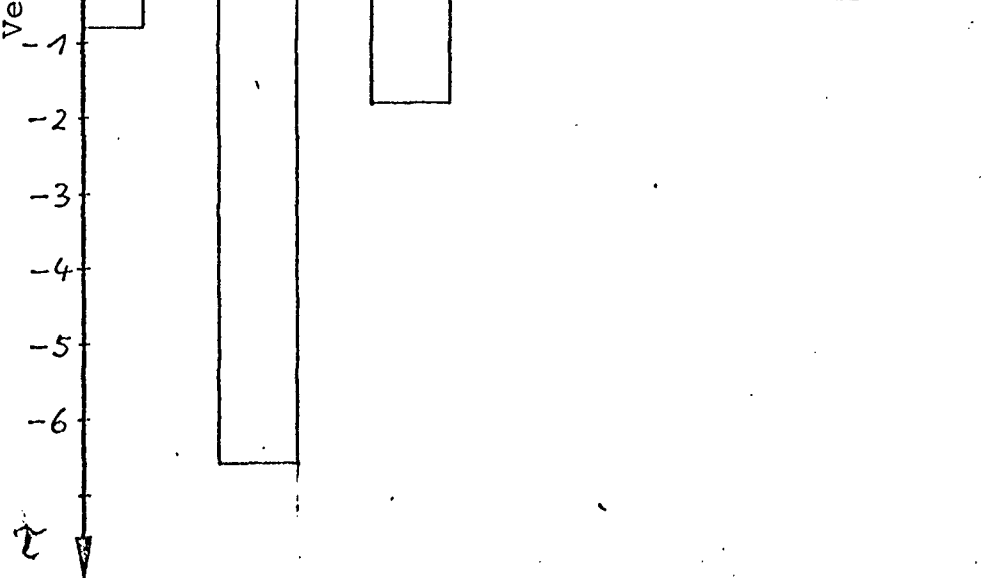


Bild 3.33: Laschennormal- und Verbundspannungen beim Versuch DVV 1

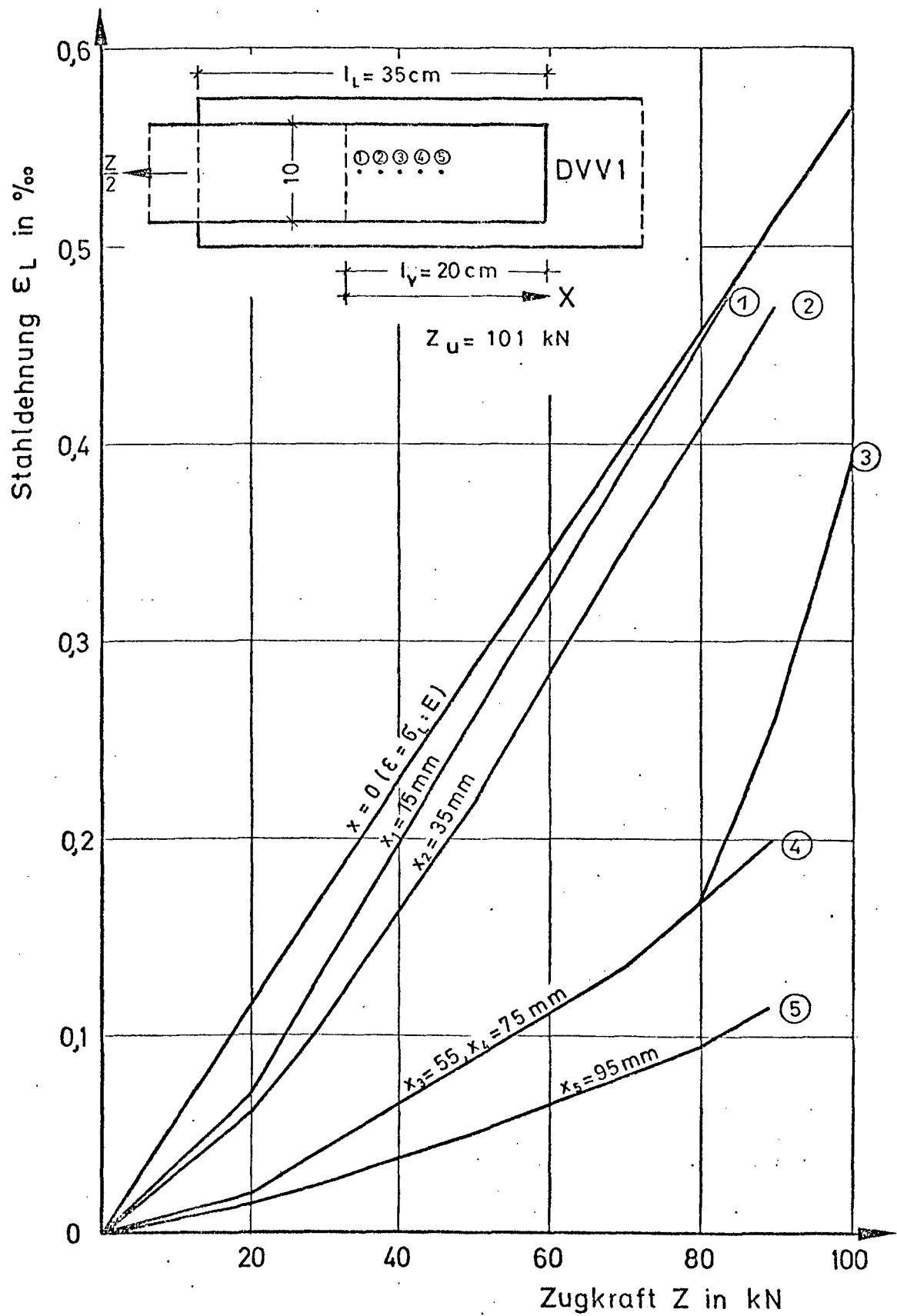


Bild 3.34: Laschendehnungen beim Bruchversuch des Prüfkörpers DVV 1

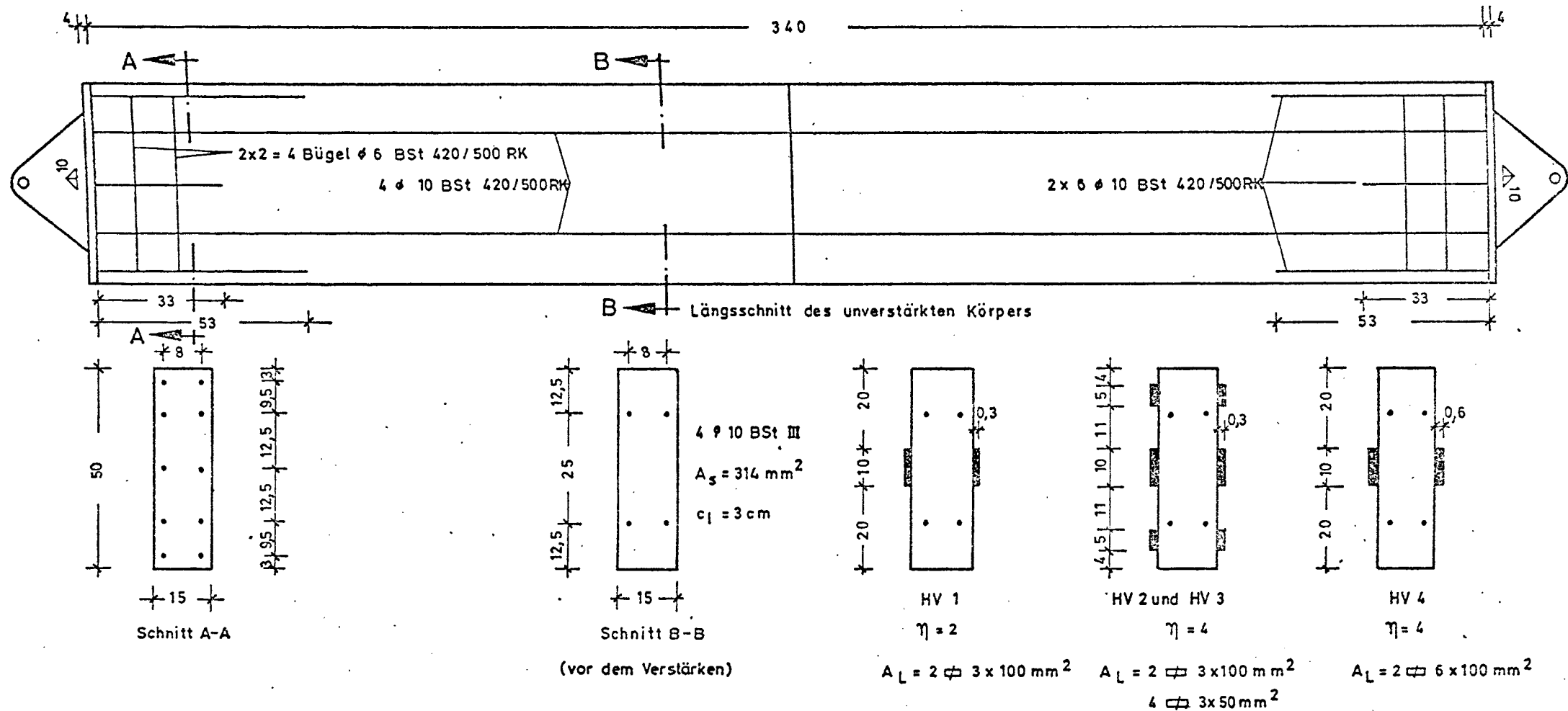
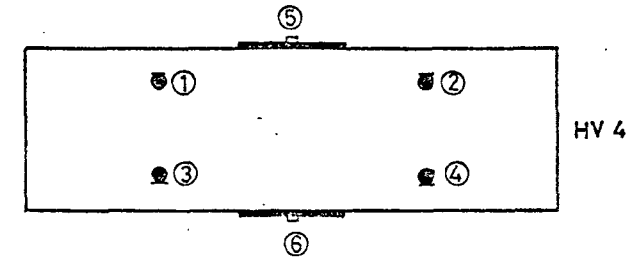
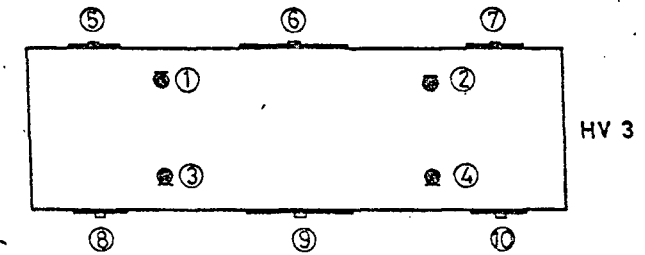
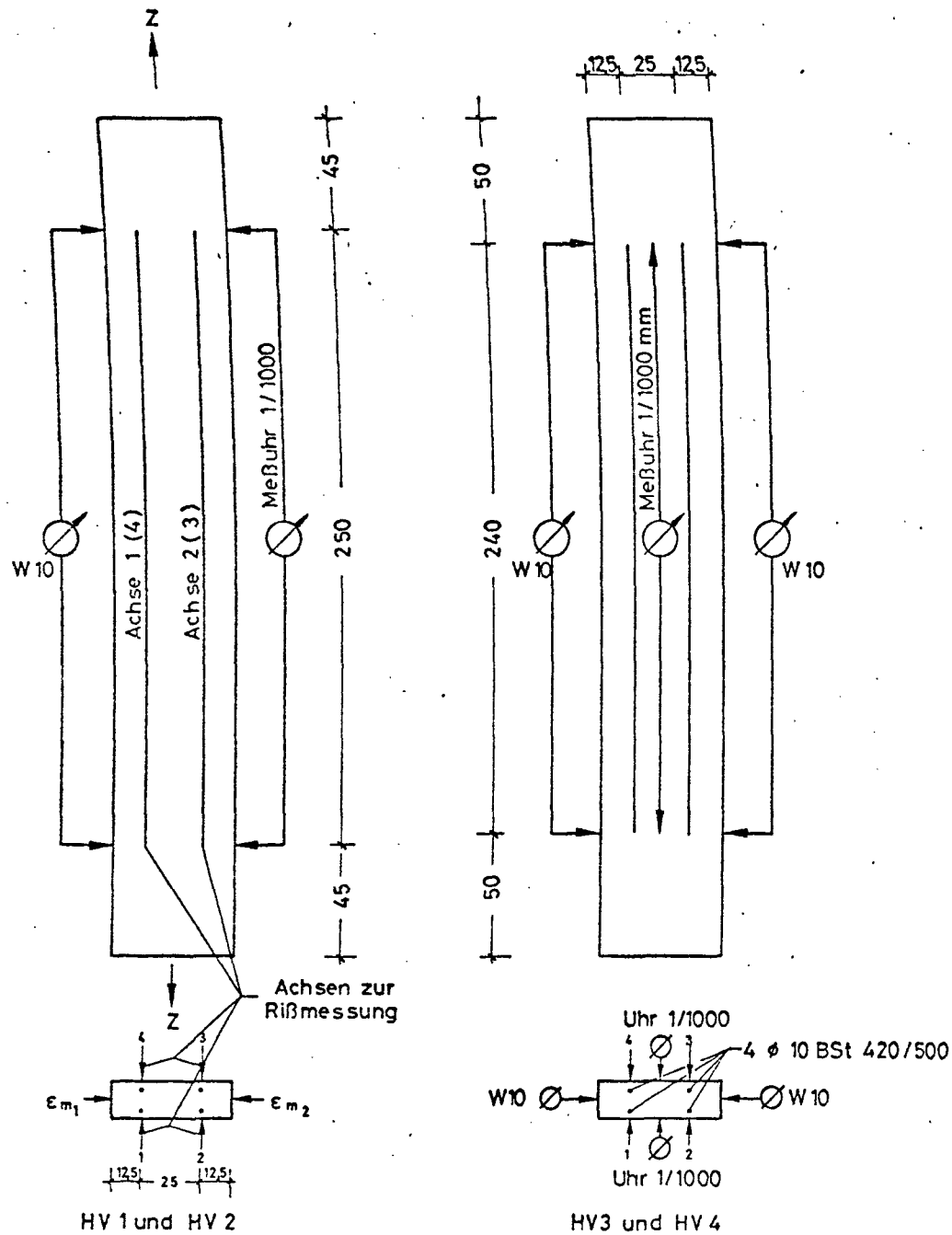
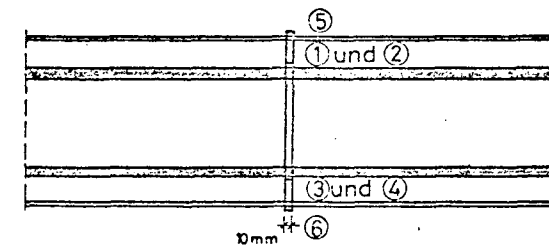


Bild 4.1 Versuchskörper der Hauptversuche (schematisch)



Anordnung der Dehnungsmeßstreifen in der Trennfuge (Querschnitt)



Trennfuge beim HV4 im Längsschnitt

Bild 4.2 Meßstellenplan für die Hauptversuche

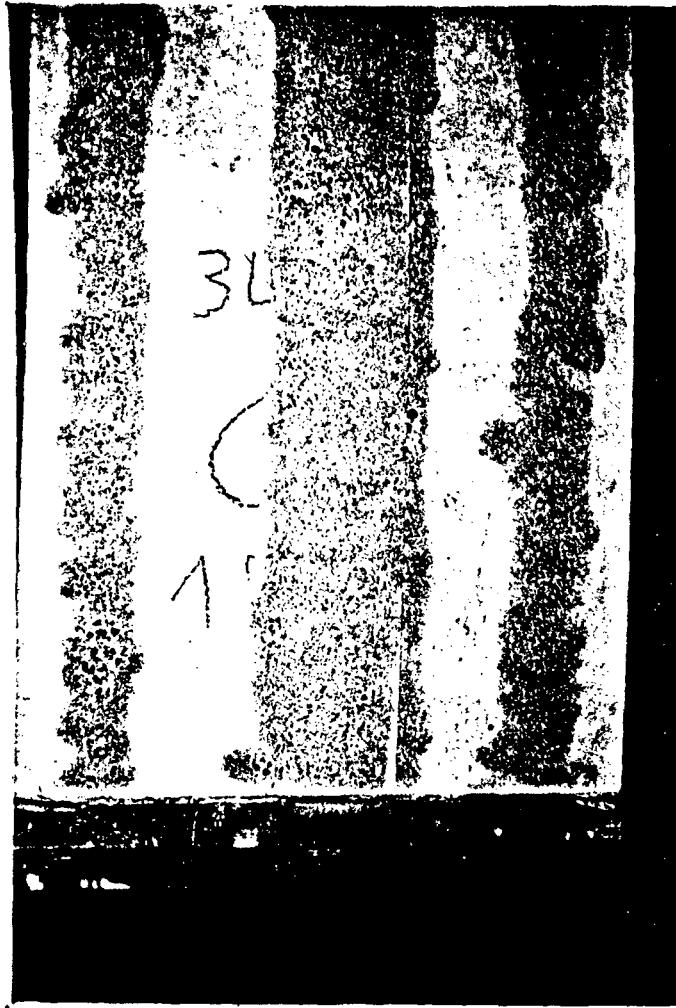


Bild 4.3 Gesandstrahlte Betonflächen vor dem Kleben



Bild 4.4 Auftragen des Klebers einseitig auf die Laschen



Bild 4.5 Andrücken und Fixieren
der Laschen

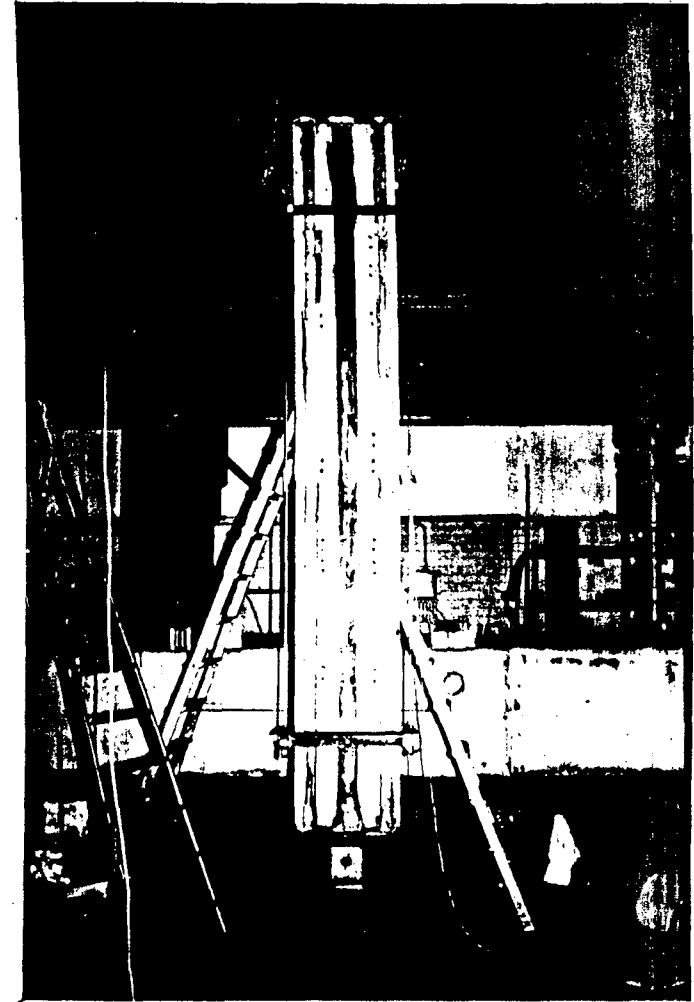


Bild 4.6 Versuchskörper HV3 in der Zug-
prüfeinrichtung

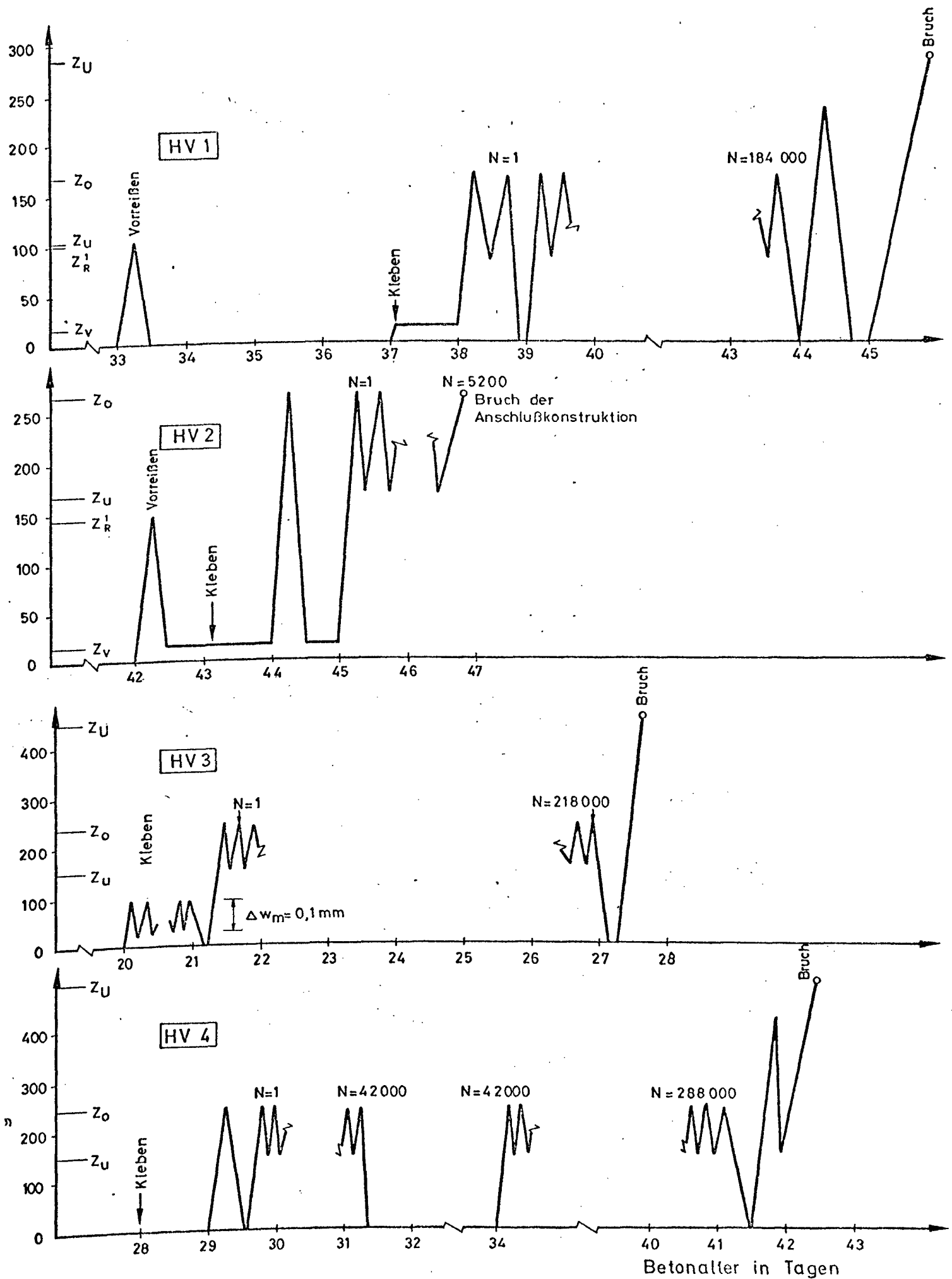


Bild 4.7 Belastungsablauf der Hauptversuche



Bild 4.8 Messung der Rißbreitenänderung. Bemerkenswert ist das Verzweigen des Risses an der Lasche und die zunehmende Rißbreite nach außen hin

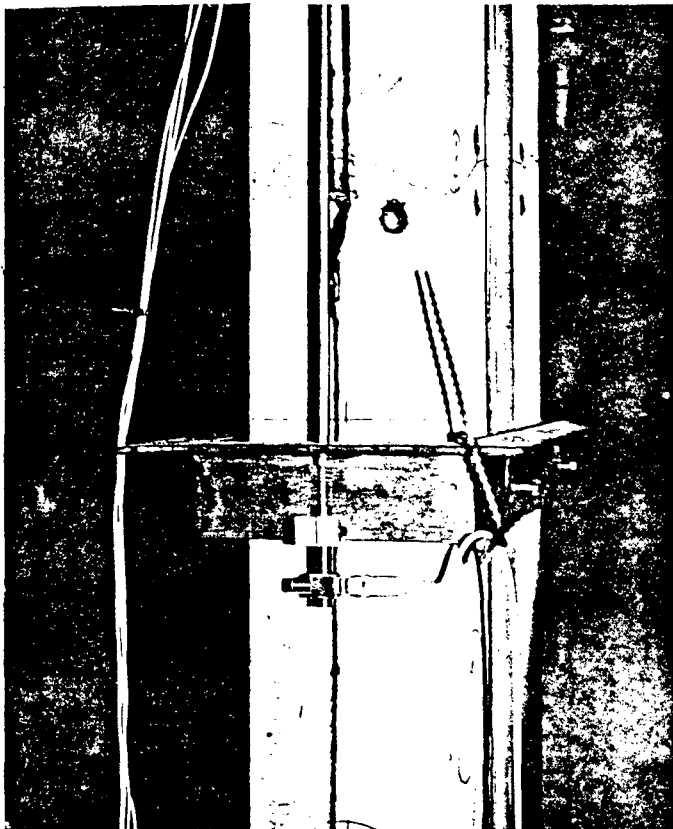


Bild 4.9 Messungen der Dehnungen am Versuchskörper HV1

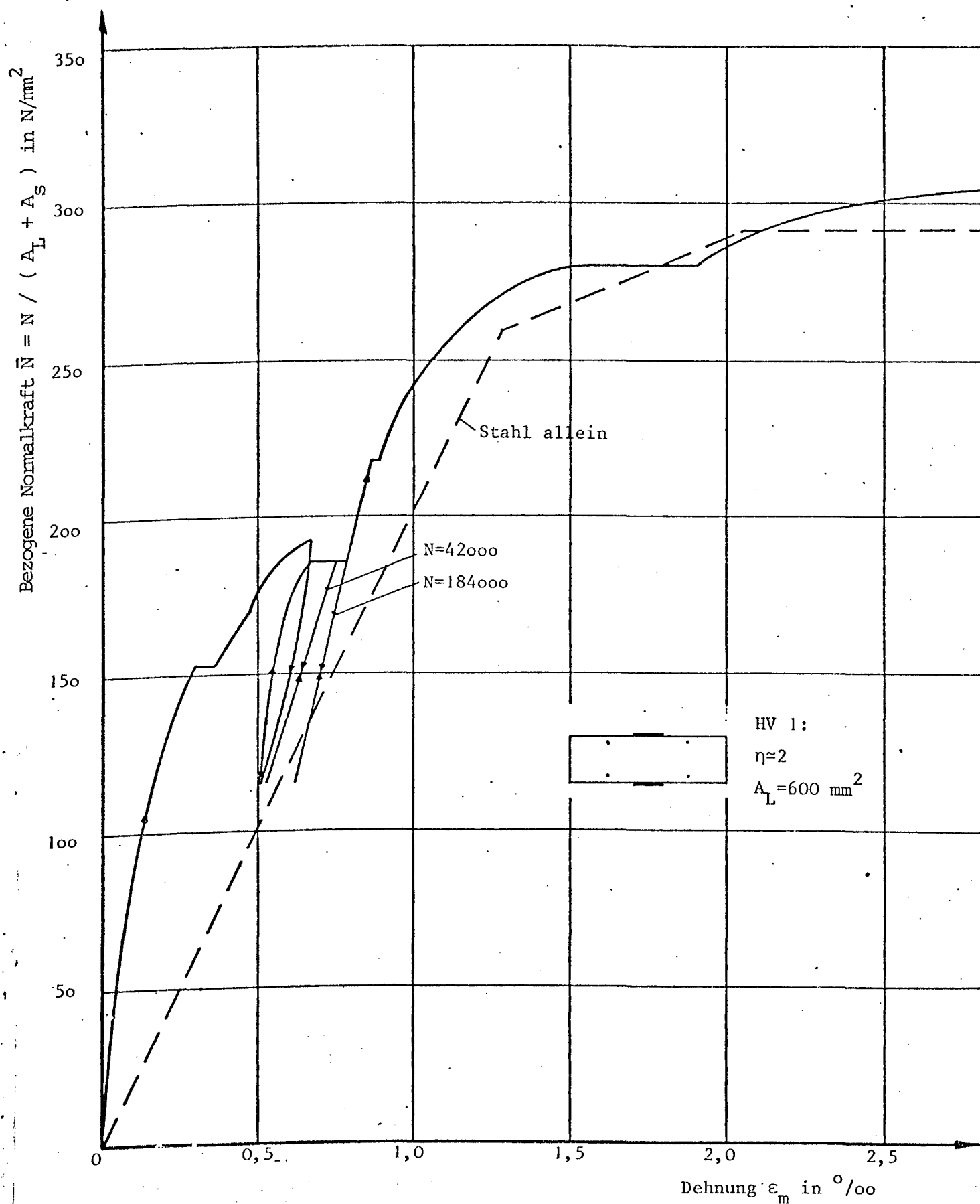


Bild 4.10: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf beim Versuch HV 1

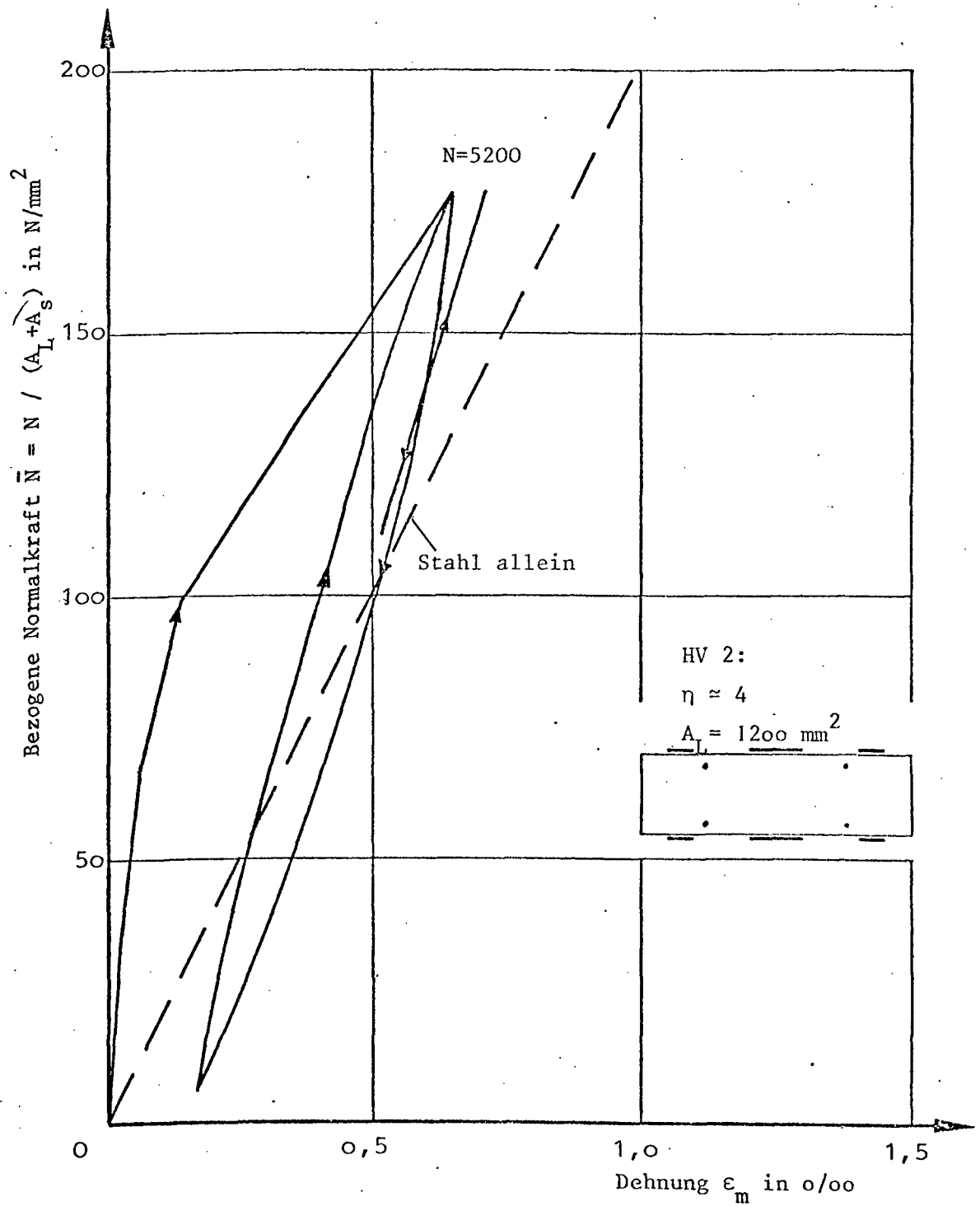


Bild 4.11: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf beim Versuch HV 2

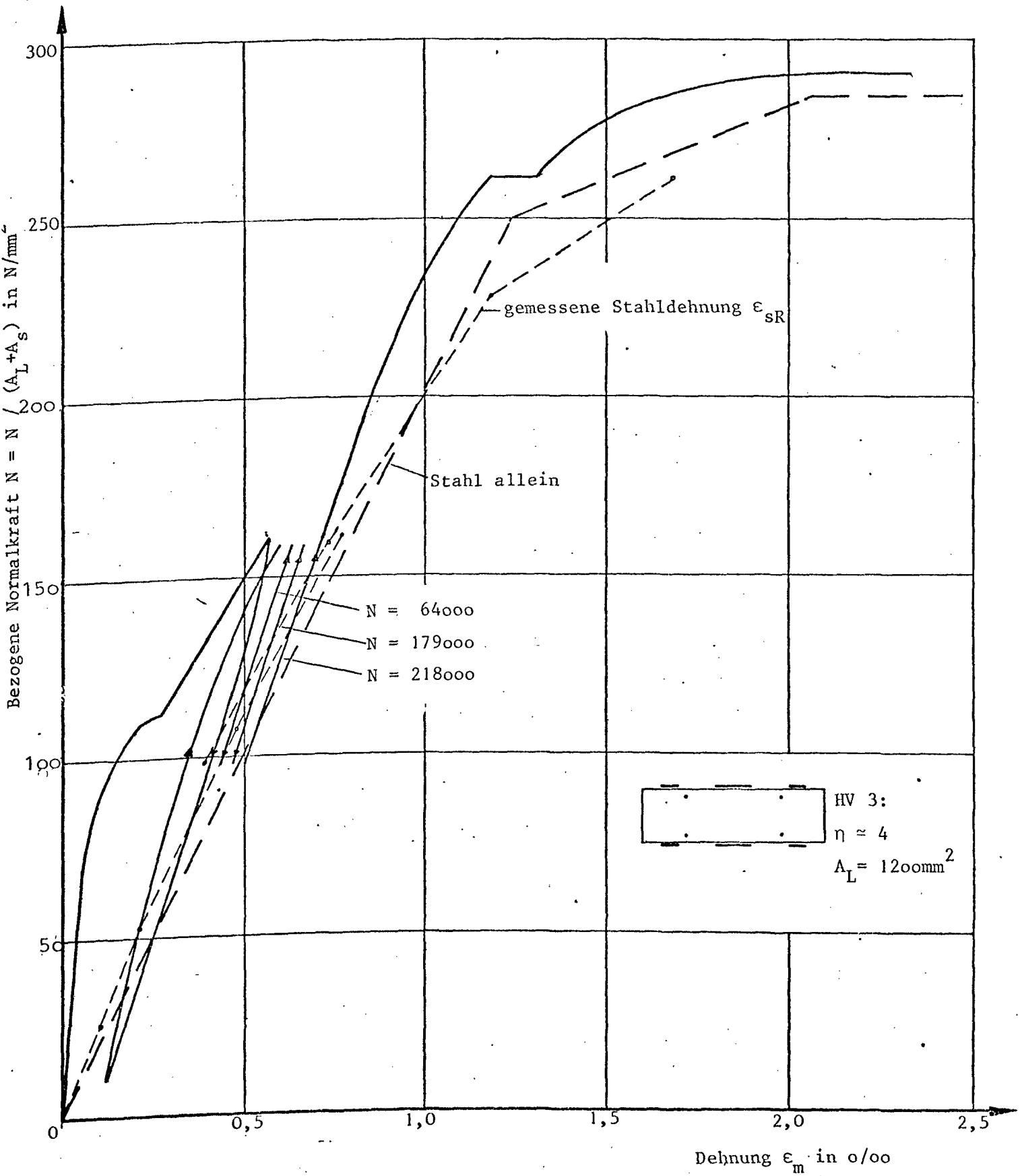


Bild 4.12: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf beim Versuch HV 3

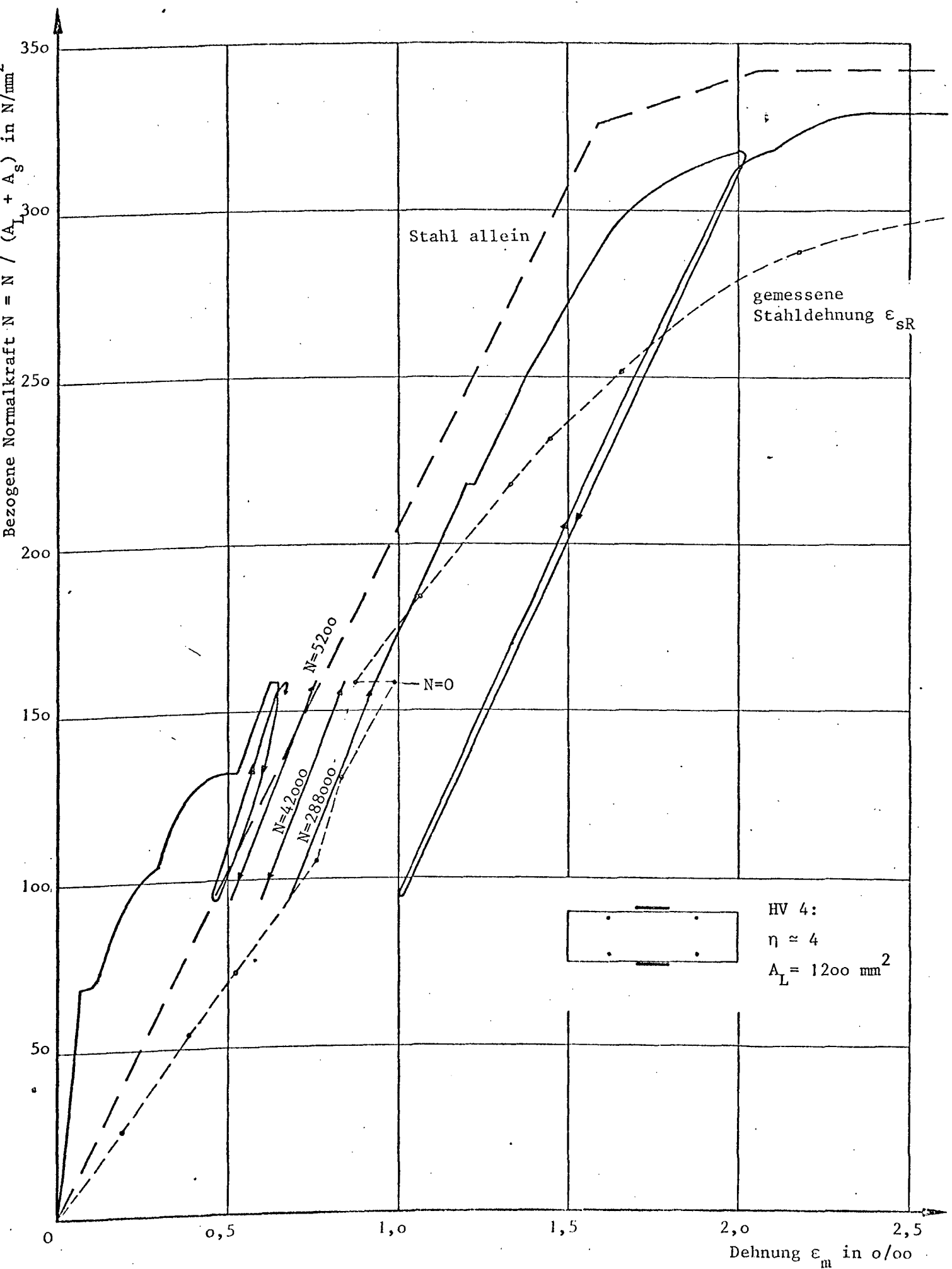


Bild 4.13: Gemessener Normalkraft-Dehnungsverlauf beim Versuch HV 4

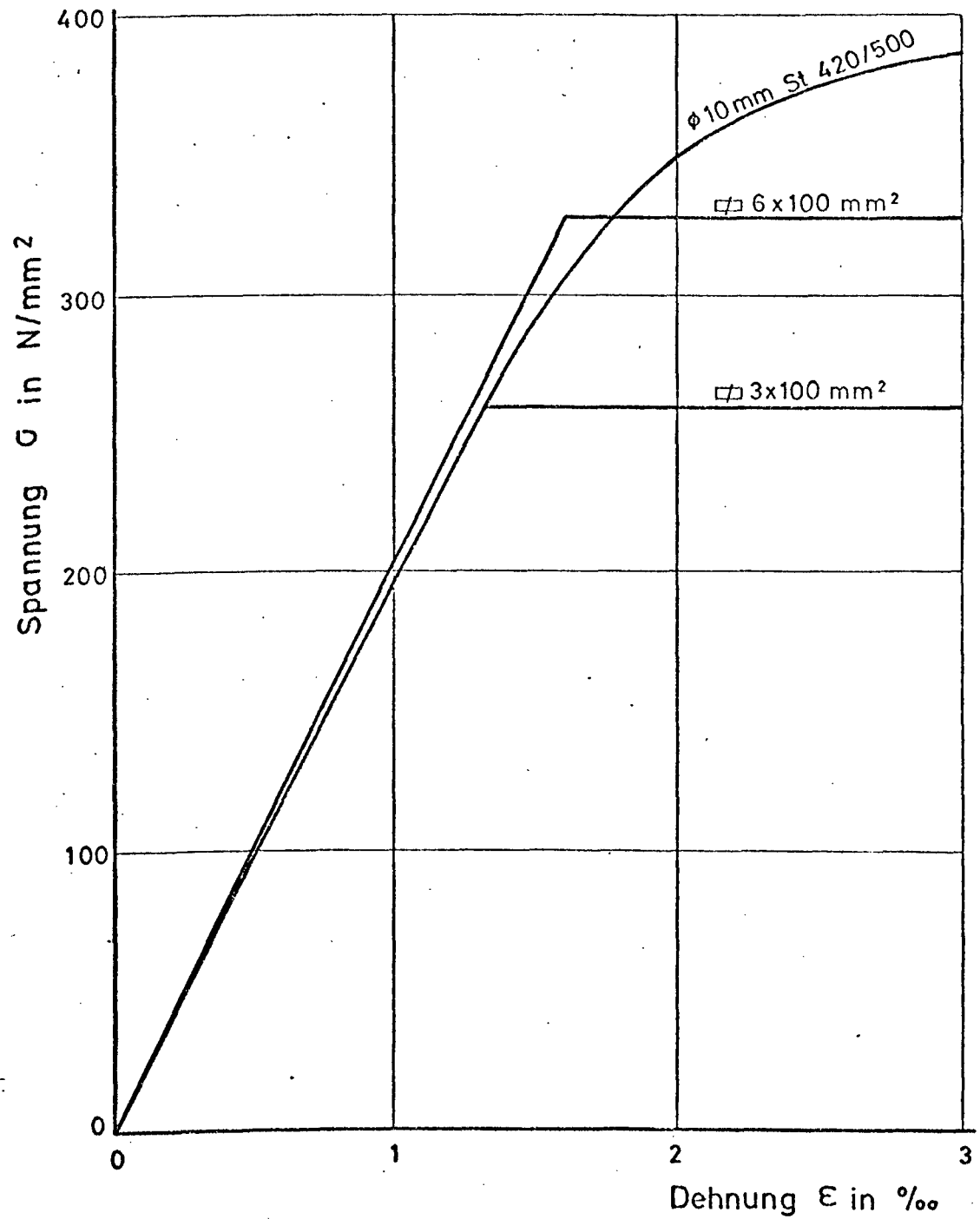


Bild 4.14: Spannungs-Dehnungslinien der verwendeten Stähle

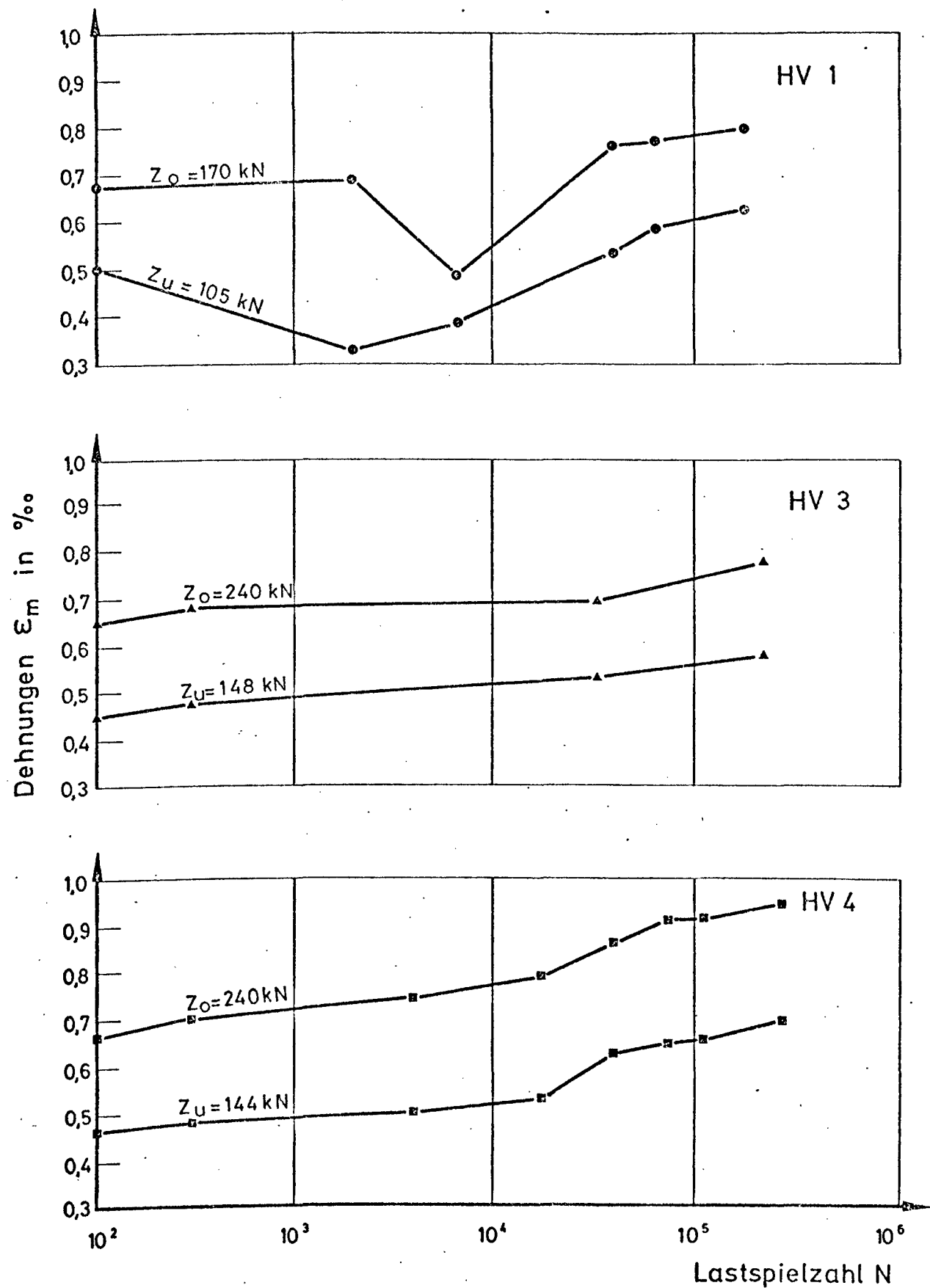


Bild 4.15: Dehnungen während der Dauerschwellbelastung

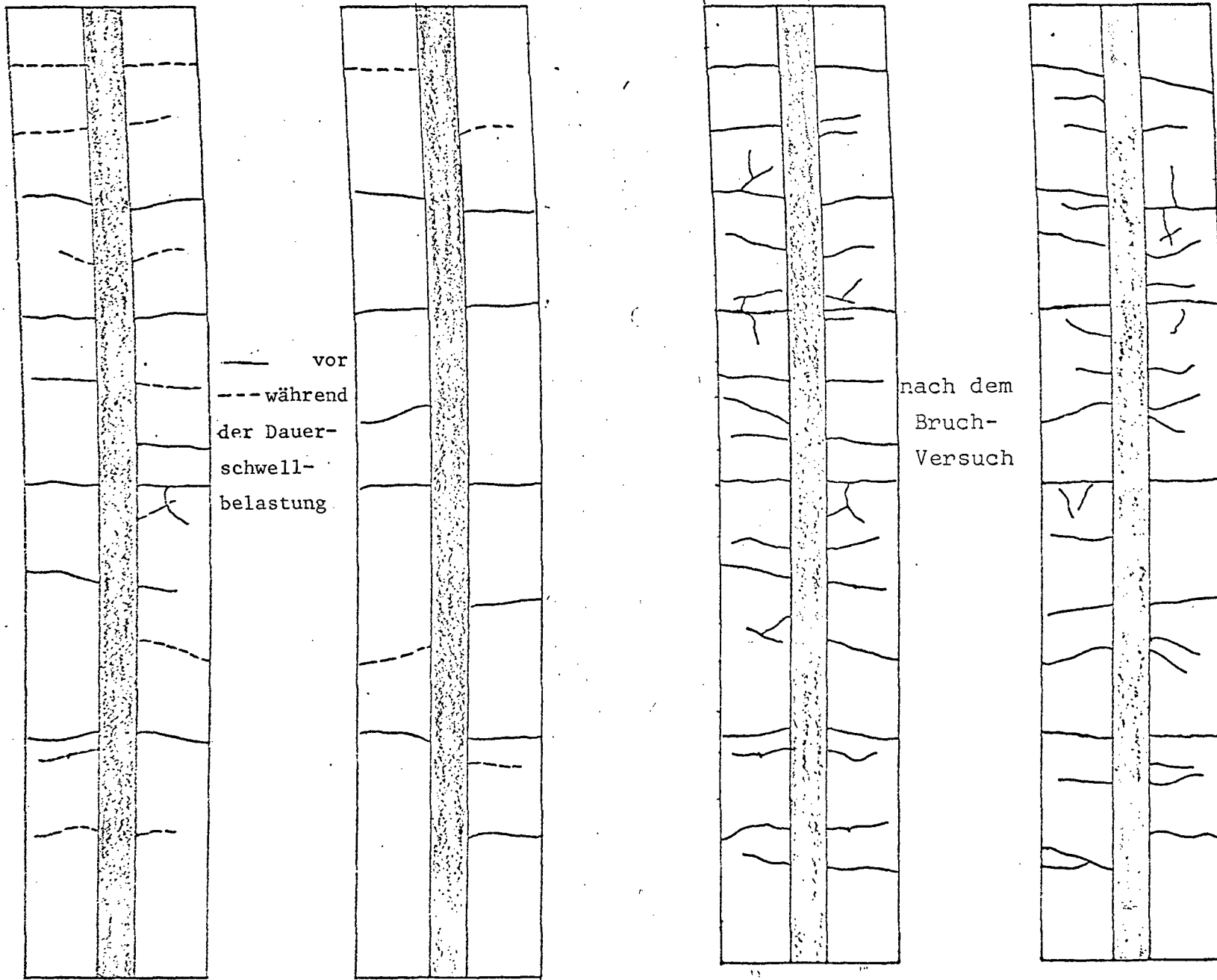


Bild 4.16: Rißbild des Versuchskörpers HV 1

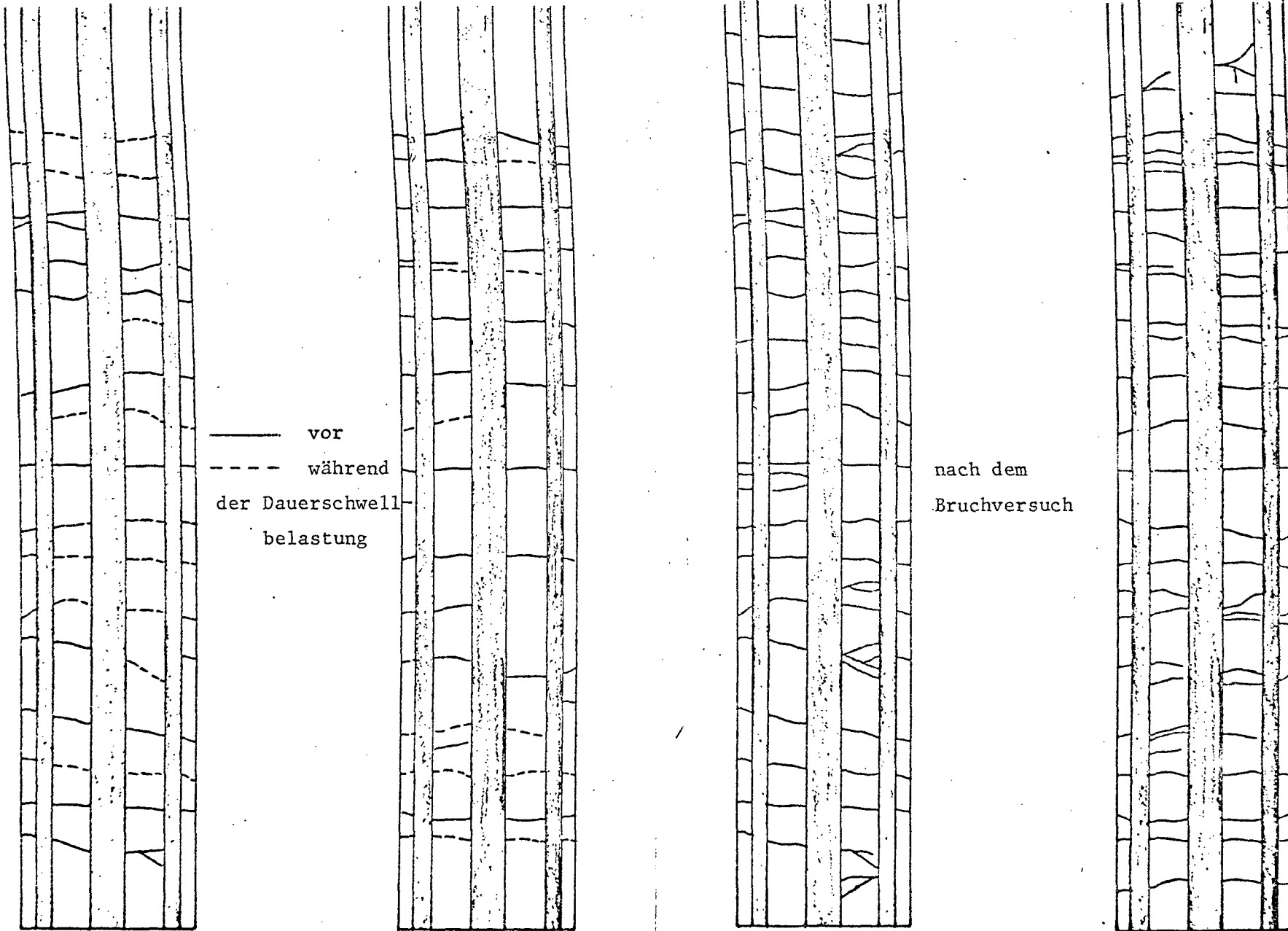


Bild 4.17: Rißbild des Prüfkörpers HV 3

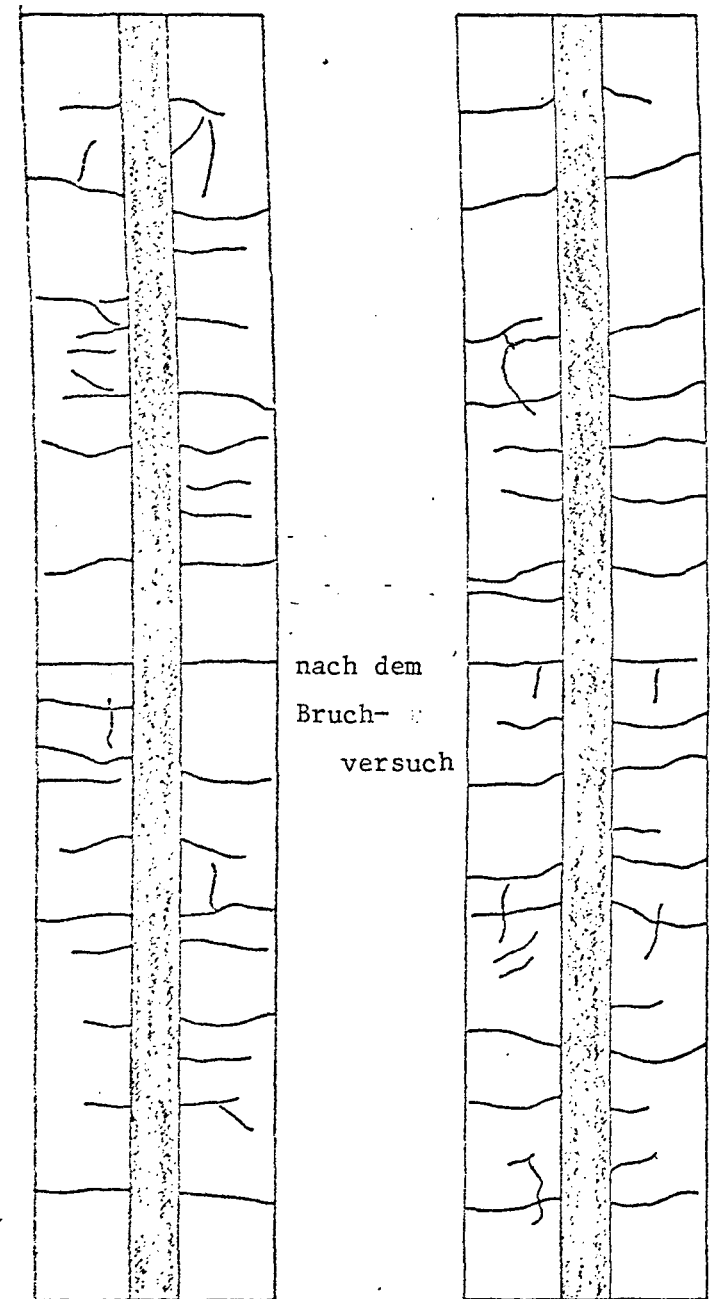
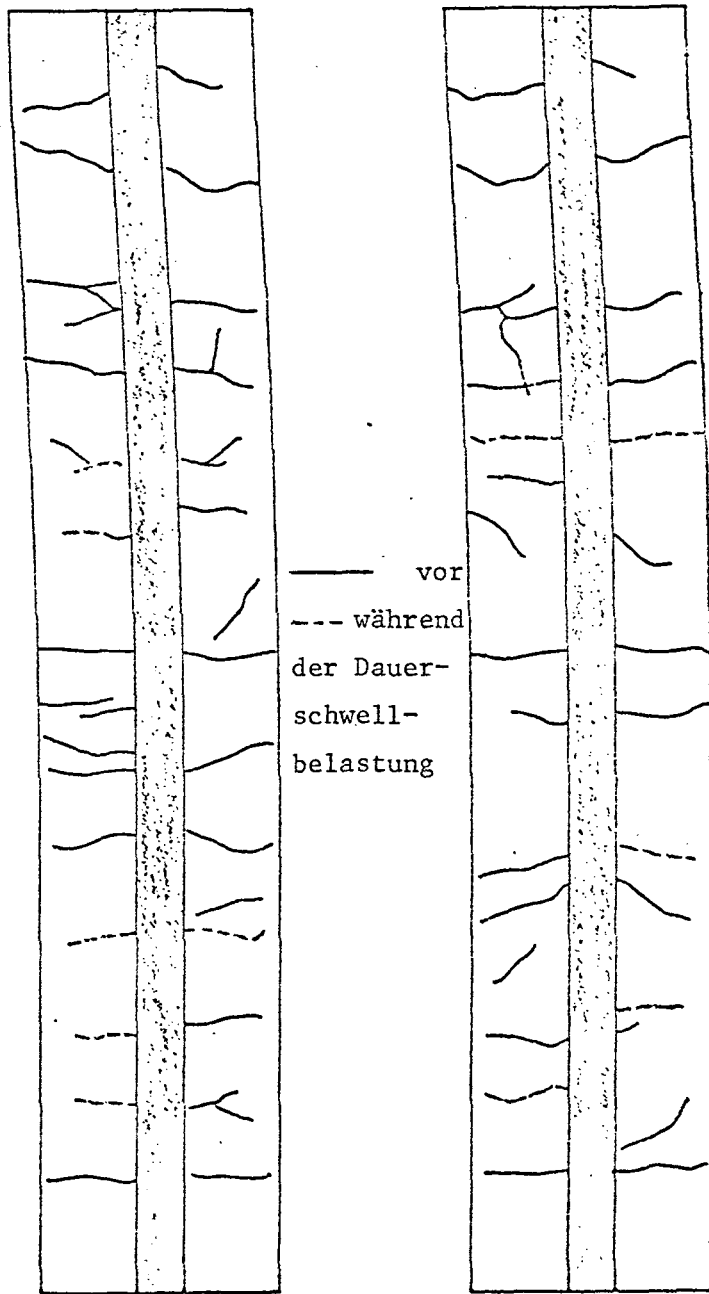


Bild 4.18: Rißbild des Versuchskörpers HV 4

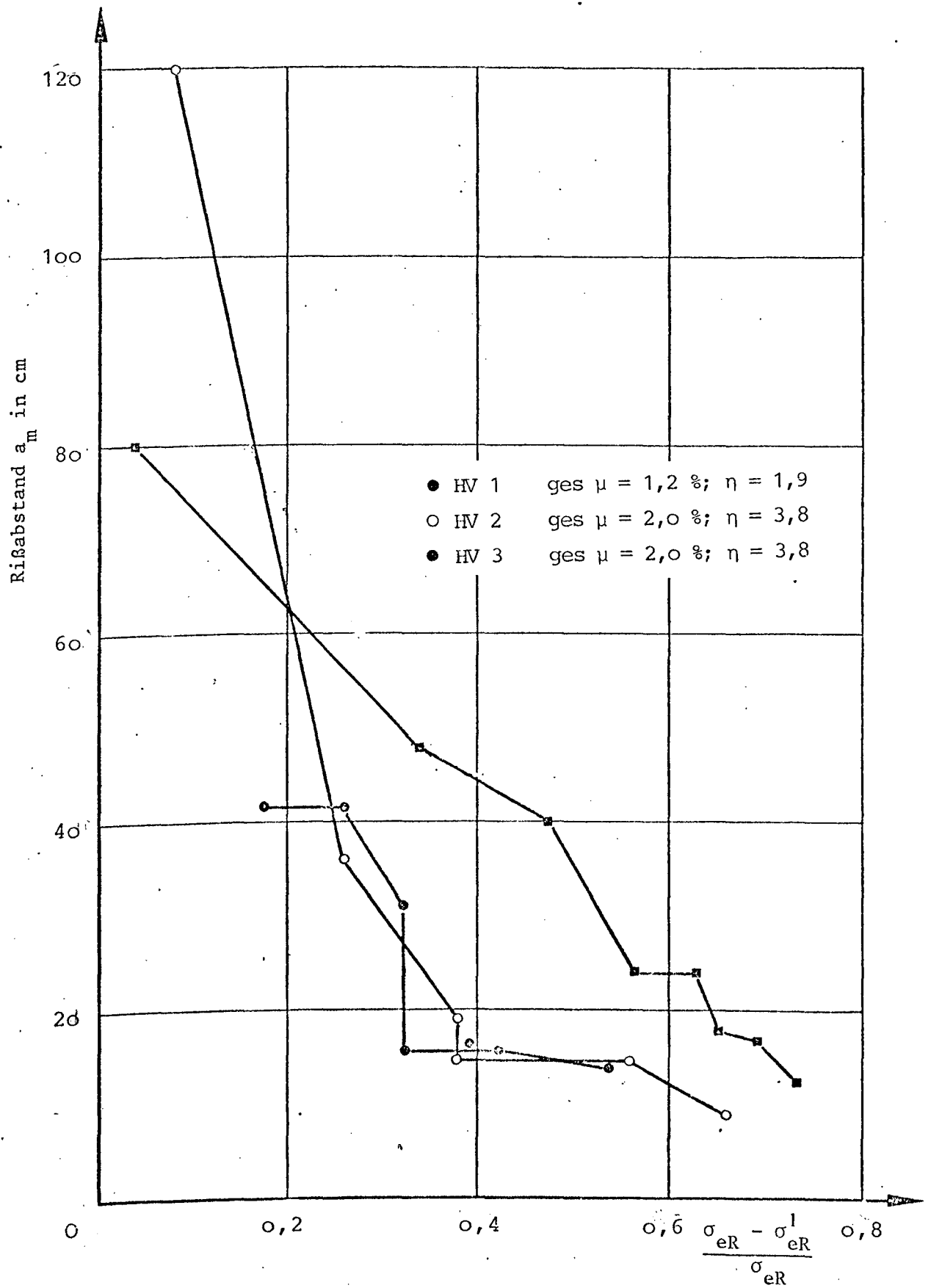


Bild 4.19: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad

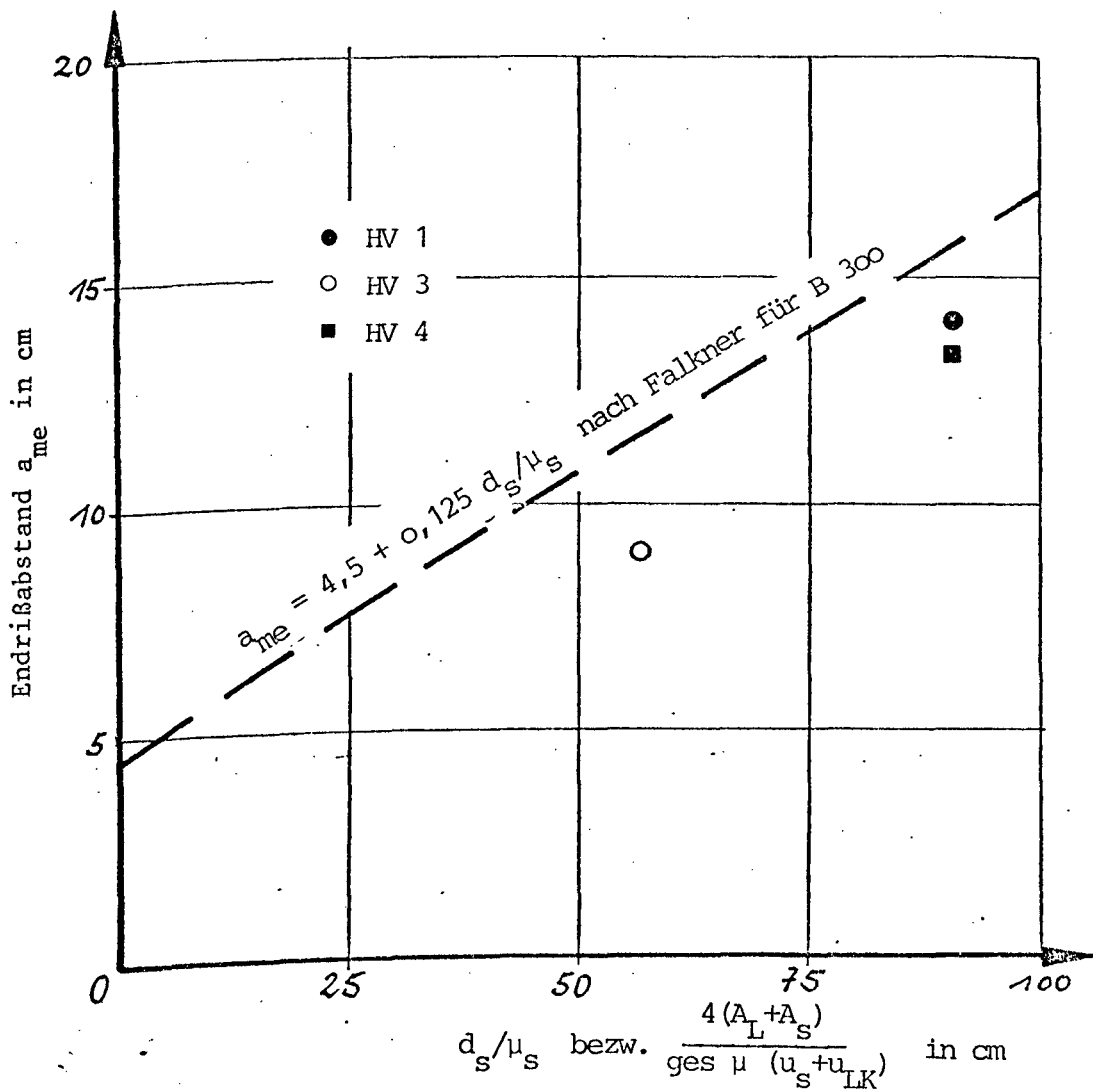


Bild 4.2o: Endrißabstand in Abhängigkeit von der Laschengeometrie

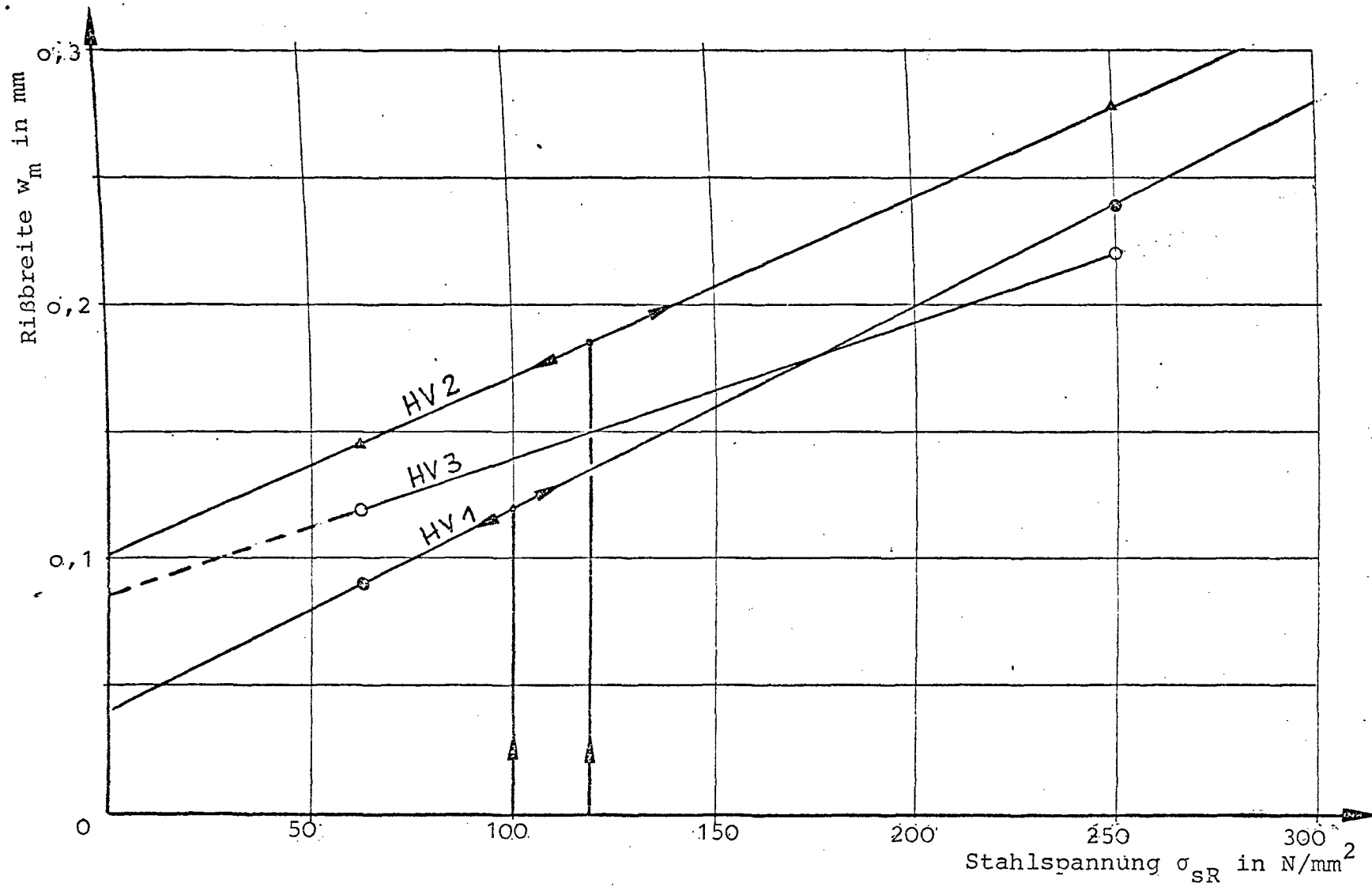


Bild 4.21: Mittlere Rißbreiten der Versuchskörper vor der Verstärkung

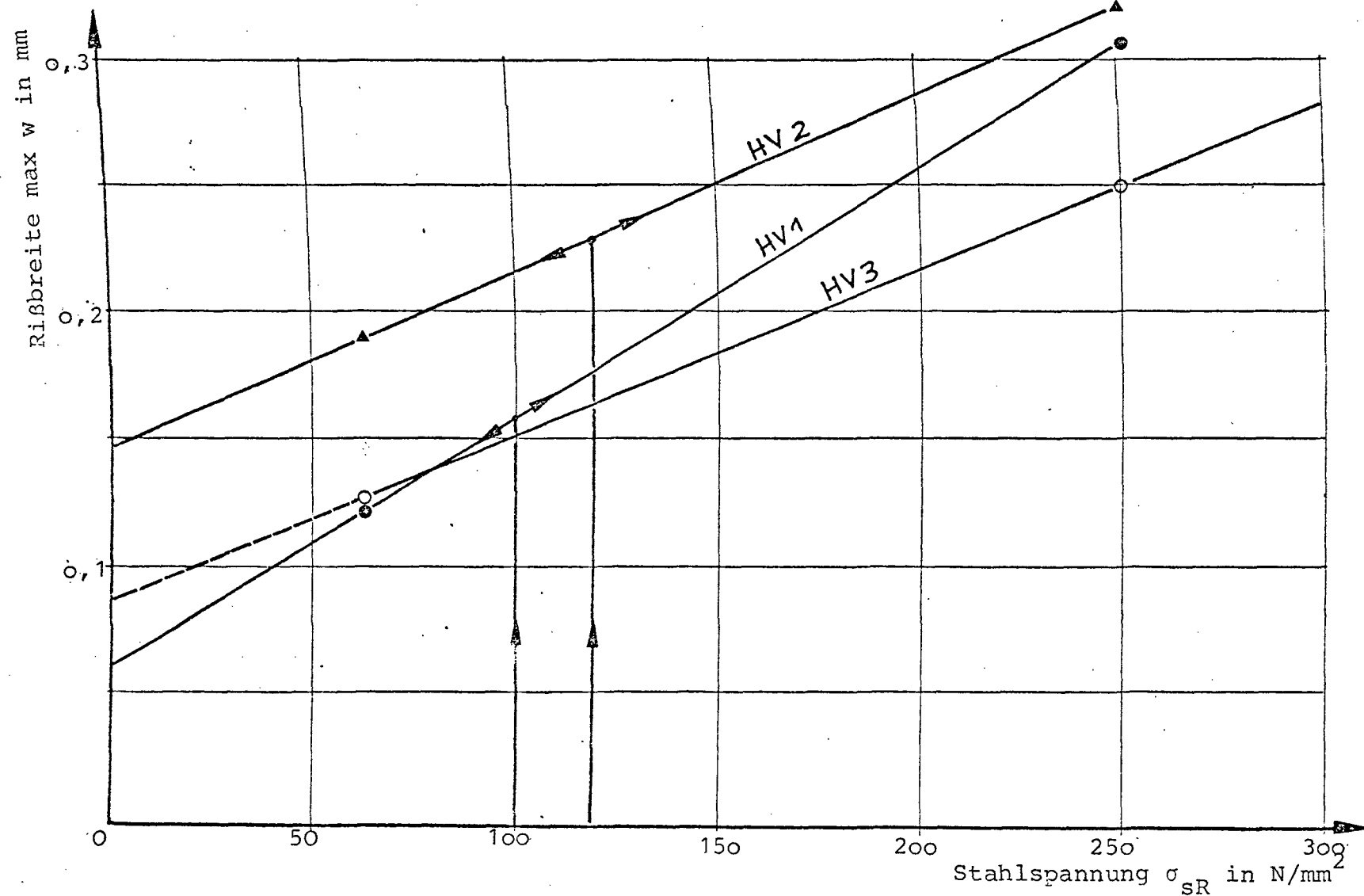


Bild 4.22: Größte Rißbreiten der Versuchskörper vor der Verstärkung

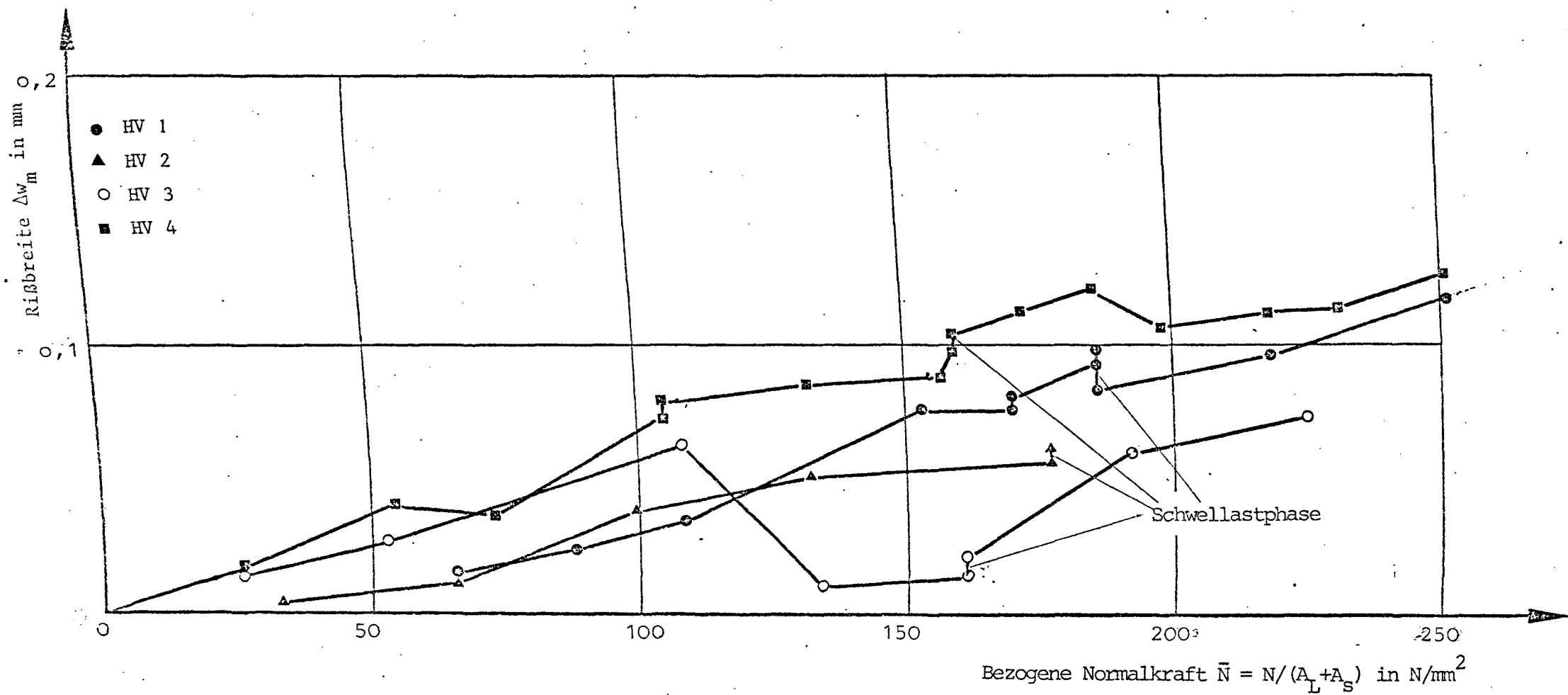


Bild 4.23: Mittlere Rißbreitenzunahme bei den verstärkten Versuchskörpern

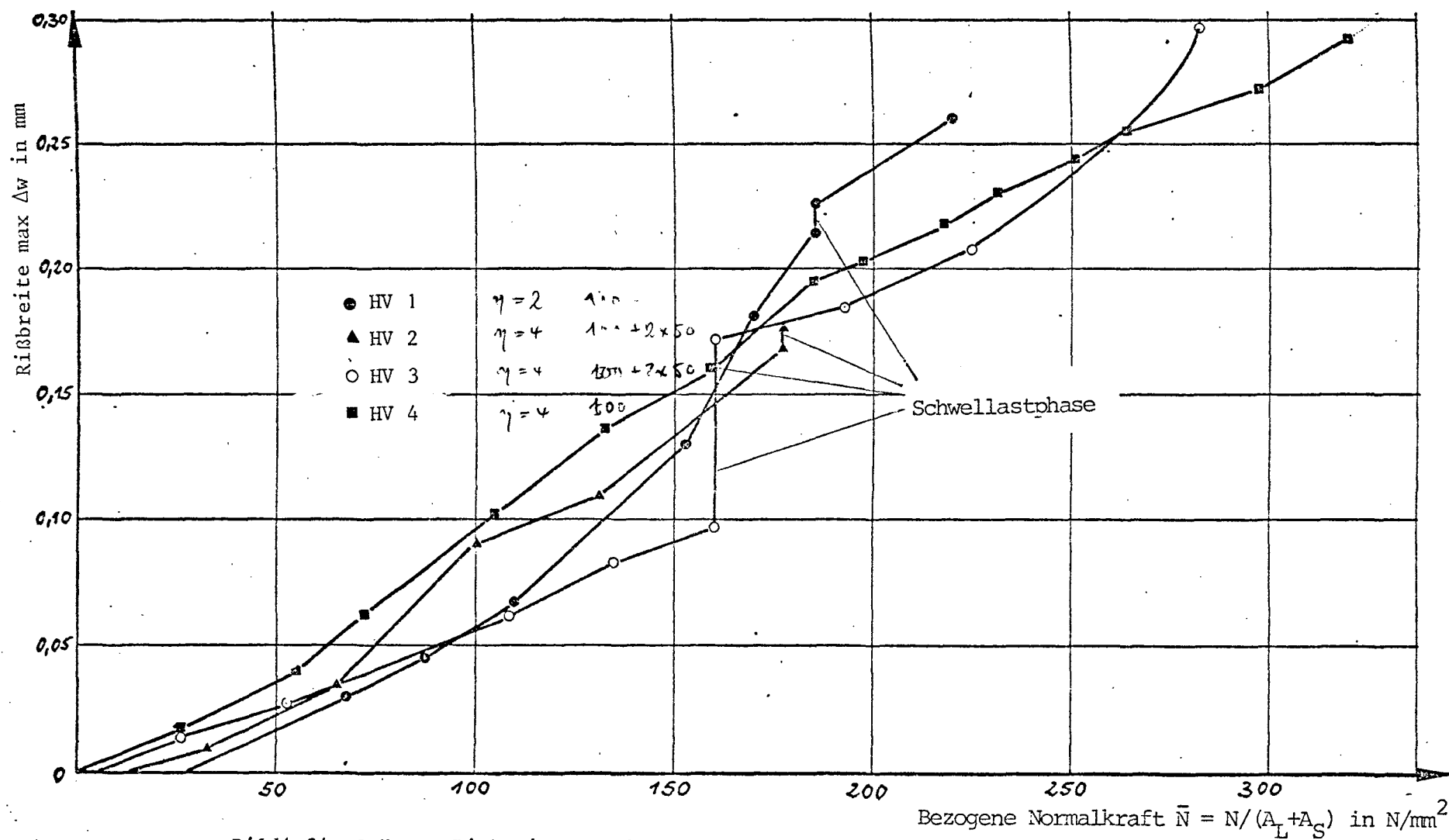


Bild 4.24: Grösste Rißbreitenzunahme der Versuchskörper nach der Verstärkung

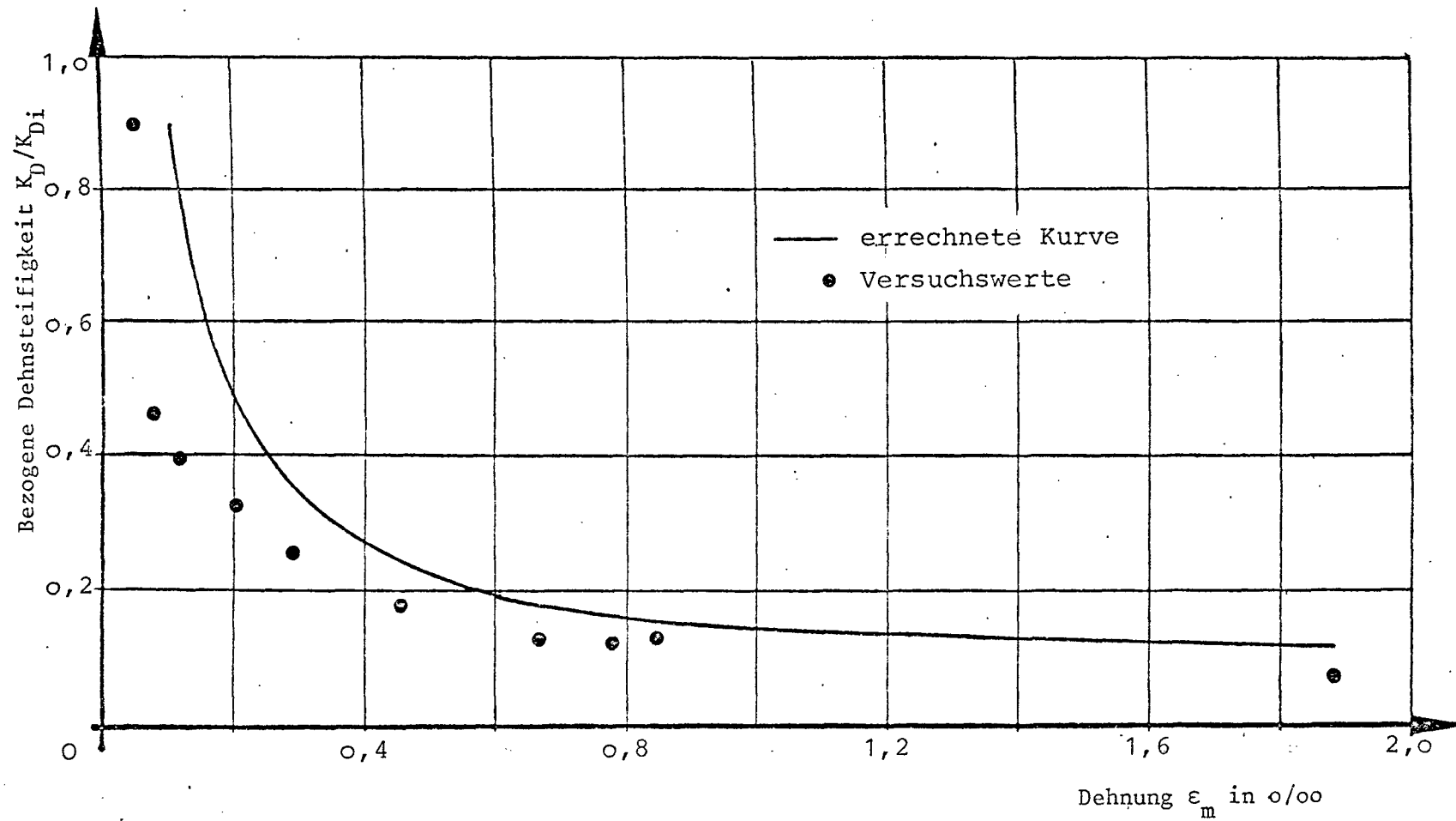


Bild 4.25: Bezogene Dehnsteifigkeit in, Abhängigkeit von der Dehnung beim Versuch HV 1

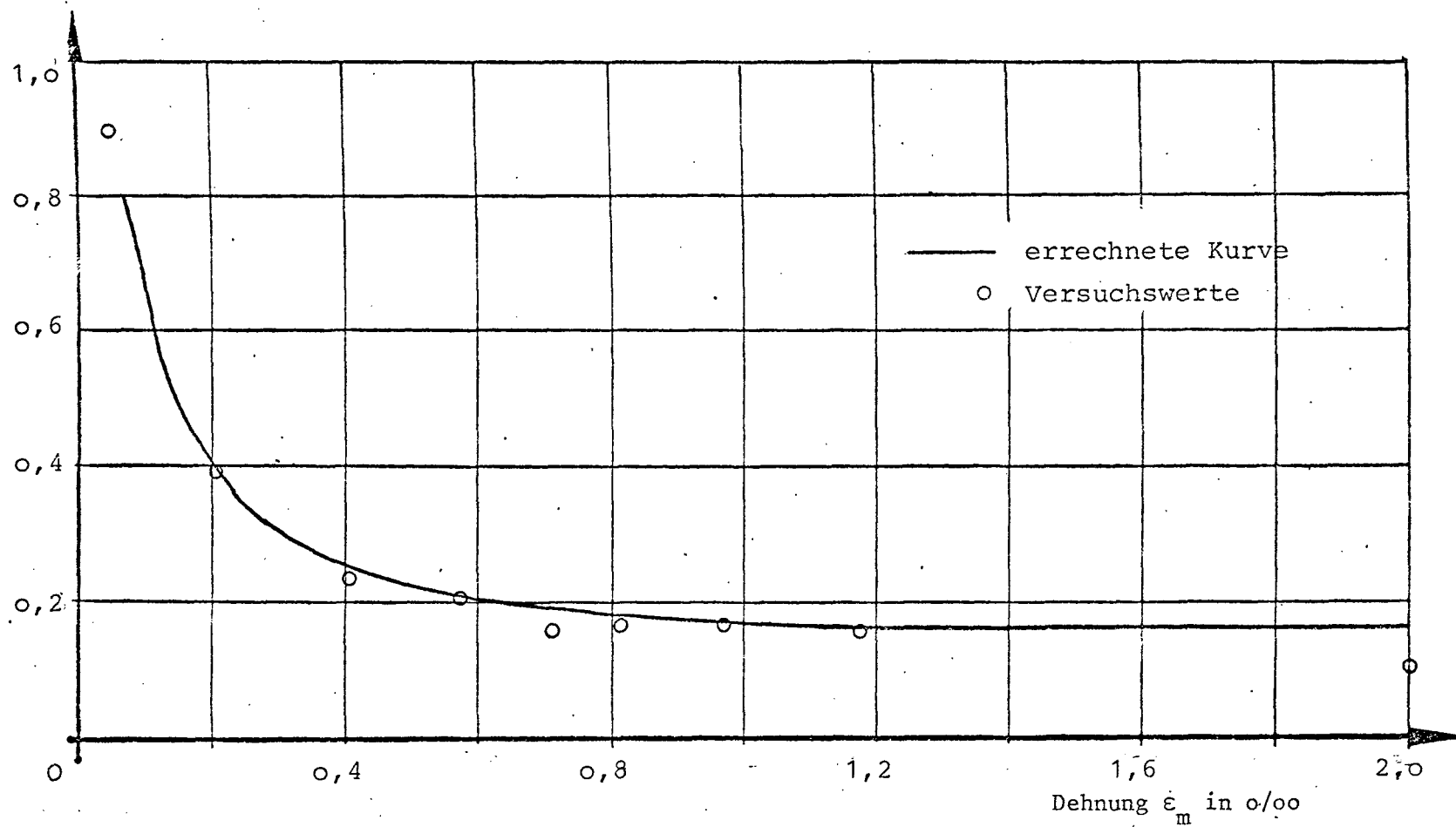


Bild 4.26: Bezogene Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit von der Dehnung beim Versuch HV 3

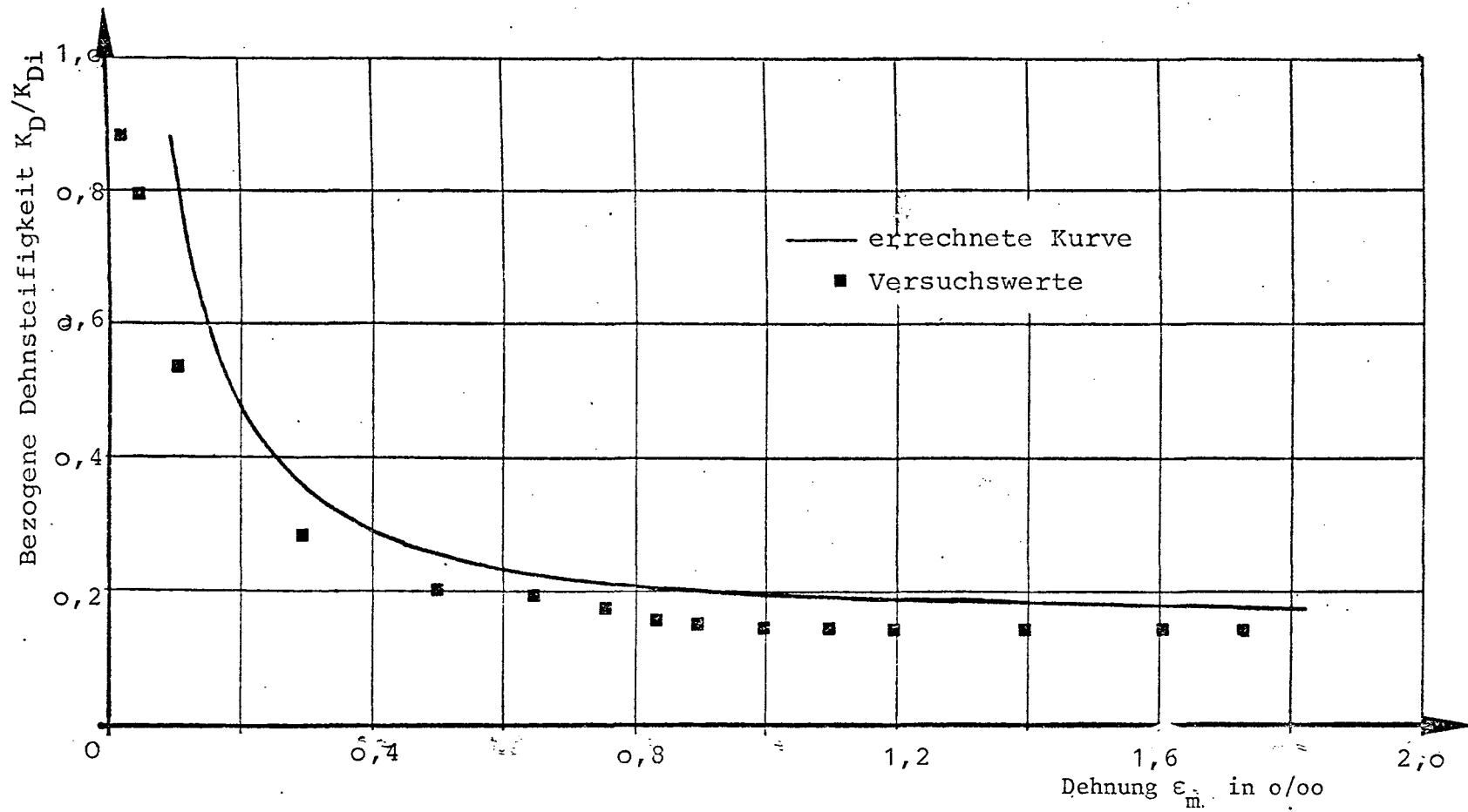


Bild 4.27: Bezugene Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit von der Dehnung beim Versuch HV4



Bild 4.28
Versagen des
Klebeverbundes
nach Erreichen
der Streck-
grenze im Stahl
im Versuch HV3



Bild 4.29 Bereichsweises Abheben der Laschen nach Ent-
lastung (Versuch HV3)

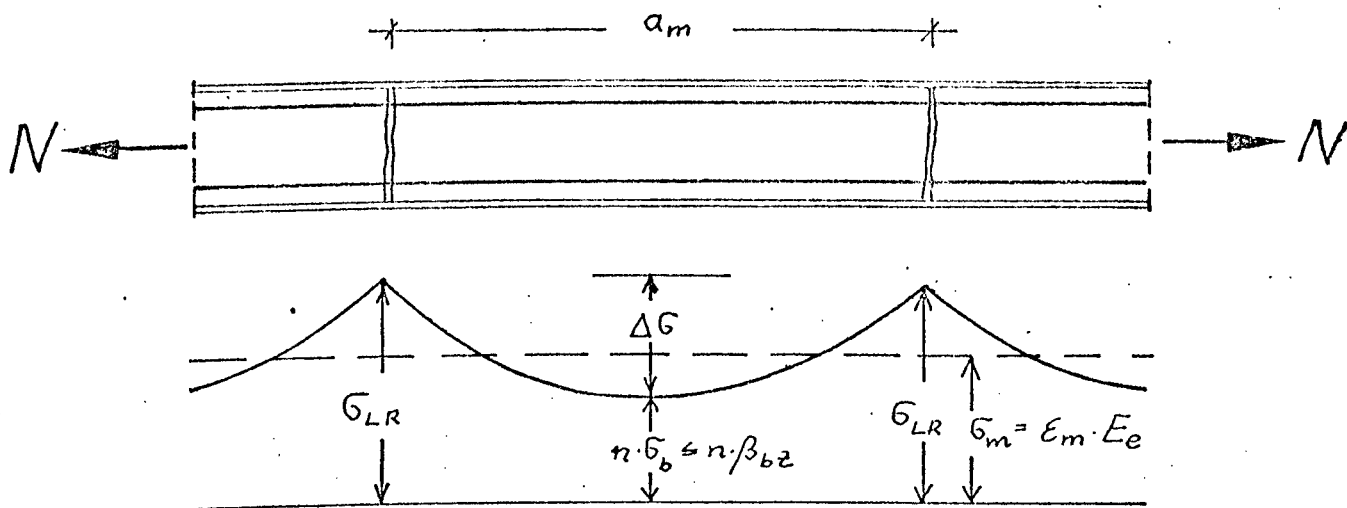


Bild 4.3o: Spannungsverteilung zwischen den Rissen in der Lasche

Zur Berechnung der Verbundbruchspannungen werden folgende Annahmen getroffen:

1. $\sigma_{LR} = \beta_{SL} = \epsilon_S E_L$
2. $\Delta\sigma_L = 3/2(\sigma_{LR} - \sigma_m) = 3/2 E_L (\epsilon_S - \epsilon_m)$, d.h. parabelförmiger Spannungsverlauf zwischen den Rissen.
3. $a_m = a_{me} \frac{2 \Delta\sigma_L A_L}{\Sigma b_L}$
4. $\tau_{mU} = \frac{a_{me} \Sigma b_L}{a_m}$

Eine Auswertung für HV1 und HV3 zeigt die folgende Tabelle. Für HV4 ist eine Auswertung wegen der großen Streuungen von β_S nicht möglich.

Versuch	E_e	ϵ_s	ϵ_m	$\Delta\epsilon$	$\Delta\sigma$	a_{me}	Σb_L	A_L	τ_{mU}
	kN/mm ²	o/oo	o/oo	o/oo	N/mm ²	cm	cm	mm ²	N/mm ²
HV1	206	1,26	1,14	0,12	37,1	13,9	20	600	1,60
HV3	202	1,25	1,10	0,15	45,5	8,9	40	1200	3,07

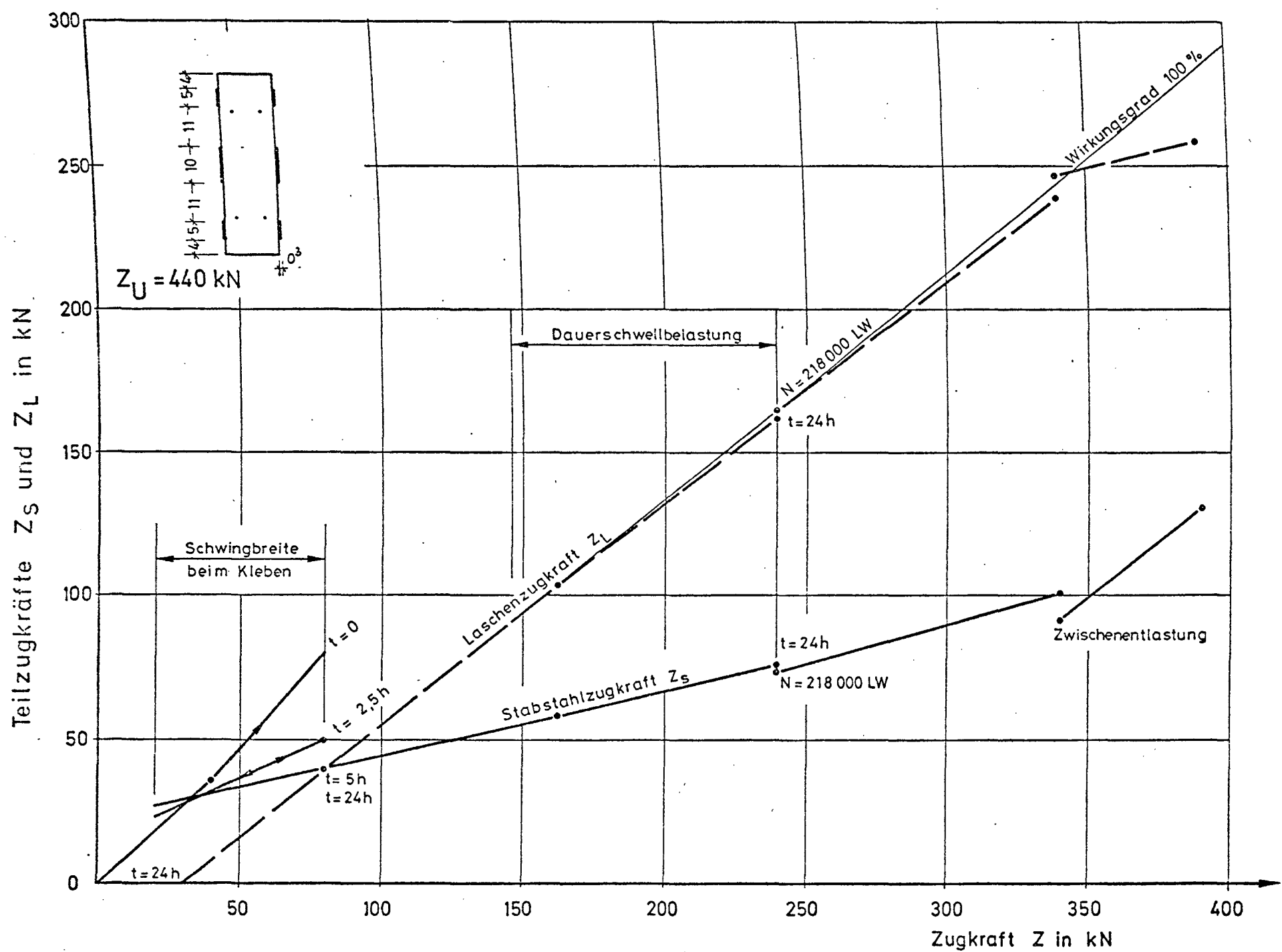


Bild 4.31 Kraftanteile von Laschen und Bewehrung beim Versuch HV 3

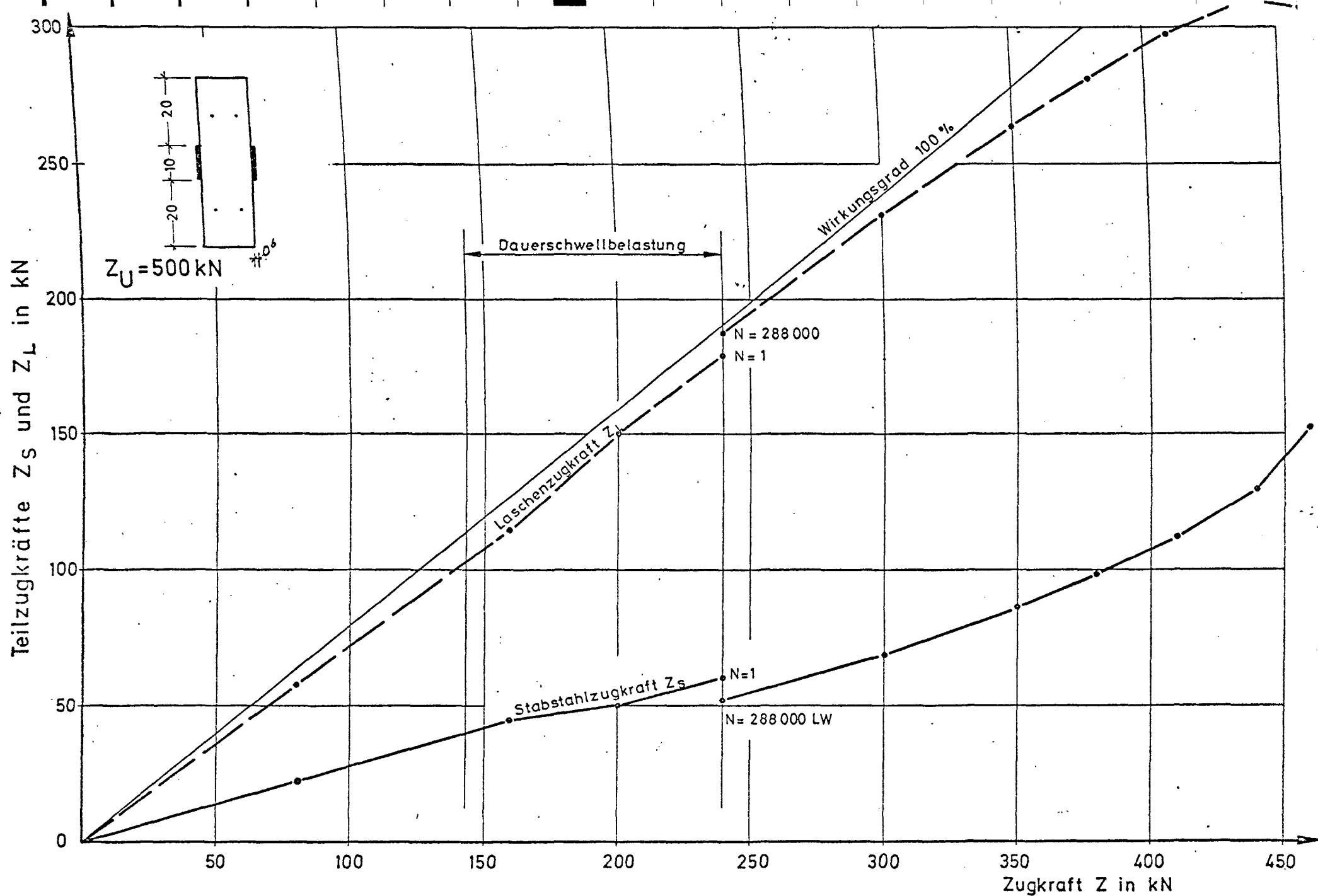


Bild 4.32 Kraftanteile von Laschen und Bewehrung beim Versuch HV 4

Anlage 1

Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers HV1

Beton: $\beta_w = 31,9 \text{ N/mm}^2$, $\beta_{z,p} = 1,96 \text{ N/mm}^2$, $E_z = 22\,700 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung: 4 ϕ 10 BSt 420/500, $\mu_s = 0,42 \%$, $n = 9,1$

Laschenverstärkung: 2 ∇ 3 x 100 = 600 mm², $\eta = 1,91$, $\mu_{ges} = 1,2 \%$, $K_{Di} = 1,87 \cdot 10^6 \text{ kN}$

Last Z, Lastspiel- zahl $N \cdot 10^3$	Stahlspannung im Riß σ_{eR}	Dehnung ϵ_m	Anzahl der Risse je Achse	mittlere Rißweite Δw_m	maximale Rißweite max Δw	mittlerer Rißabstand a_m	Dehnsteifigkeit	
kN	N/mm ²	°/100	-	μm	μm	cm	K_D	K_D/K_{Di}
20	22	-	3	0	0	63,3	-	-
60	66	0,068	3	15	29	83,3	0,88	0,47
80	88	0,108	3	24	45	83,3	0,74	0,40
100	109	0,161	3	35	65	83,3	0,62	0,33
140	153	0,290	6	76	130	41,7	0,48	0,26
155	170	0,457	6	76	180	41,7	0,34	0,18
20	22	0,156	6	-	-	41,7	-	-
155	170	0,523	6	80	182	41,7	-	-
170	186	0,670	6	94	214	41,7	0,25	0,13
105	115	0,50	6	68	169	41,7	-	-
170	186	0,673	8	97	216	31,3	0,25	0,13
170, 2	186	0,690	9	91	211	27,8	0,25	0,13
170, 33	186	0,742	12	92	225	20,8	0,23	0,12
170, 42	186	0,751	14	83	223	17,9	0,23	0,12
170, 63	186	0,768	15	84	227	16,7	0,22	0,12
170, 184	186	0,779	16	82	226	15,6	0,22	0,12
200	219	0,847	16	97	261	15,6	0,24	0,13
250	274	1,898	18	133	595	13,9	0,13	0,07

Anlage 2:

Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers HV2

Beton: $\beta_w = 31,9 \text{ N/mm}^2$, $\beta_{z,p} = 2,14 \text{ N/mm}^2$, $E_z = 23100 \text{ N/mm}^2$, $K_{Di} = 2,0 \cdot 10^6 \text{ kN}$

Bewehrung: 4 ϕ 10 BSt 420/500, $\mu_s = 0,42 \%$, $n = 8,6$

Laschenverstärkung: 2 ϕ 3 x 100 + 4 ϕ 3 x 50 = 1200 mm², $\eta = 3,82$, $\mu_{ges} = 2,0 \%$

Last Z, Lastspiel- zahl N $\cdot 10^3$	Stahlspannung im Riß σ_{eR}	Dehnung ϵ_m	Anzahl der Risse je Achse	mittlere Rißweite Δw_m	maximale Rißweite max Δw	mittlerer Rißabstand a_m	Dehnsteifigkeit K_D K_D/K_{Di}	
kN	N/mm ²	‰	-	µm	µm	cm	kN $\cdot 10^6$	-
20	13	0,008	2	0	0	125	-	-
50	33	0,025	2	4	9	125	2,00	1,00
100	66	0,061	2	12	34	125	1,64	0,82
150	99	0,139	3	38	90	83	1,11	0,56
200	132	0,550	5	51	110	50	0,57	0,29
268	177	0,643	5	-	-	50	0,42	0,21
9	6	0,170	5	5	63	50	-	-
170	112	0,436	5	34	112	50	-	-
268	177	0,645	5	56	168	50	0,42	0,21
170, 2,5	112	0,514	5	-	-	50	-	-
268, 2,5	177	0,710	5	61	178	50	0,38	0,19

Anlage 3

Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers HV3

Beton: $\beta_w = 30,5 \text{ N/mm}^2$, $\beta_{z,p} = 1,75 \text{ N/mm}^2$, $E_z = 24200 \text{ N/mm}^2$, $K_{Di} = 2,09 \cdot 10^6 \text{ kN}$

Bewehrung: 4 ϕ 10 BSt 420/500, $\mu_s = 0,42 \%$, $n = 8,5$

Laschenverstärkung: 2 ∇ 3 x 100 + 4 ∇ 3 x 50 = 1200 mm², $\eta = 3,82$, $\mu_{ges} = 2,0 \%$

Last Z, Lastspiel- zahl $N \cdot 10^3$	Stahlspannung im Riß σ_{eR}	Dehnung ϵ_m	Stahl- dehnung ϵ_s	Anzahl der Risse je Achse	mittlere Rißweite Δw_m	maximale Rißweite max Δw	mittlerer Rißabstand a_m	Dehnsteifigkeit K_D K_D/K_{Di}	
kN	N/mm ²	°/°	°/°	-	μm	μm	cm	kN $\cdot 10^6$	-
8	5	0,003	0,019	1	0	0	240,0	-	-
40	26	0,016	0,099	1	14	14	240,0	-	-
80	53	0,042	0,206	1	26	26	240,0	1,90	0,91
164	108	0,198	0,477	2	63	63	180,0	0,83	0,40
203	134	0,400	-	8	10	83	30,0	0,51	0,24
244	161	0,573	0,770	11	14	97	21,8	0,43	0,21
244	161	0,600	0,759	11	15	97	21,8	0,41	0,20
146,64	96	0,475	0,326	15	9	60	16,0	-	-
240,64	159	0,659	0,752	15	19	98	16,0	0,36	0,17
146,179	96	0,687	0,374	17	12	63	14,1	-	-
240,179	159	0,682	0,739	17	21	100	14,1	0,35	0,17
146,218	96	0,498	0,394	17	14	149	14,1	-	-
240,218	159	0,706	0,733	17	15	172	14,1	0,34	0,16
290,218	192	0,808	0,945	17	60	185	14,1	0,36	0,17
340	325	0,967	1,182	17	73	209	14,1	0,35	0,17
397	262	1,180	1,685	-	-	-	-	0,34	0,16
440	291	2,100	-	27	-	-	8,9	0,21	0,10

Anlage 4

Zusammenstellung der Meßgrößen des Versuchskörpers HV4

Beton: $\beta_W = 31,9 \text{ N/mm}^2$, $\beta_{Z,p} = 1,78 \text{ N/mm}^2$, $E_Z = 21700 \text{ N/mm}^2$, $K_{D1} = 1,91 \cdot 10^6 \text{ kN}$

Bewehrung: 4 ϕ 10 BSt 420/500, $\mu_s = 0,42 \%$, $n = 9,5$

Laschenverstärkung: 2 \times 6 \times 100 = 1200 mm², $\eta = 3,82$, $\mu_{ges} = 2,0 \%$

Last Z, Last- spiel- zahl $N \cdot 10^3$	Stahlspannung im Riß σ_{eR}	Dehnung ϵ_m	Stahl- dehnung ϵ_s	Anzahl der Risse je Achse	mittlere Rißweite Δw_m	maximale Rißweite max Δw	mittlerer Rißabstand a_m	Dehnsteifigkeit K_D	K_D/K_{D1}
kN	N/mm ²	°/°	°/°	-	μm	μm	cm	kN 10 ⁶	-
40	26	0,024	0,192	1	16	16	24,0	1,67	0,87
81	64	0,054	0,379	1	40	40	24,0	1,50	0,79
109	72	0,107	0,518	3	38	62	80,0	1,02	0,53
159	105	0,297	0,757	5	73	101	48,0	0,54	0,28
200	132	0,509	0,833	6	85	136	40,0	0,39	0,20
238	157	0,649	0,993	10	88	156	24,0	0,37	0,19
143	94	0,465	0,478	10	50	119	24,0	-	-
240	159	0,648	0,999	10	85	157	24,0	0,37	0,19
9	6	0,149	-	10	-	-	24,0	-	-
143, 0,5	94	0,510	0,483	10	50	112	24,0	-	-
240, 0,5	159	0,756	0,979	10	97	169	24,0	0,32	0,17
145, 42	96	0,598	0,438	10	58	126	24,0	-	-
240, 42	159	0,842	0,870	10	97	169	24,0	0,29	0,15
240, 76	159	0,894	0,906	10	102	174	24,0	0,27	0,14
240, 123	159	0,895	0,909	10	104	174	24,0	0,27	0,14
240, 172	159	0,896	0,874	10	104	173	24,0	0,27	0,14
9	6	0,320	0,129	10	16	66	24,0	-	-
143, 288	94	0,681	0,400	10	66	131	24,0	-	-
240, 288	159	0,931	0,863	10	103	176	24,0	0,26	0,13
260	172	0,995	0,967	10	113	184	24,0	0,26	0,14
280	185	1,055	1,062	10	121	196	24,0	0,27	0,14
300	198	1,111	1,157	13	107	204	18,5	0,27	0,14
330	218	1,204	1,327	14	112	217	17,1	0,27	0,14
350	231	1,279	1,441	16	114	230	15,0	0,27	0,14
380	251	1,379	1,649	18	127	301	13,3	0,22	0,14
411	272	1,500	1,884	19	-	-	12,6	0,27	0,14
440	291	1,615	2,177	19	-	-	12,6	0,27	0,14
460	304	1,730	2,552	19	-	-	12,6	0,27	0,14

Anlage 5

Gemessene Relativverschiebungen am belasteten Laschenende bei den Vorversuchen mit 5 cm Laschenbreite

Versuch		VV 2	VV 4	VV 6	VV 8	VV 10	VV 12	VV 14	VV 15	VV 18
$h_{b,o}$ in %		> 5	> 5	> 5	> 5	3,8	0,7	> 5	> 5	> 5
t_K in mm		< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	5	5	< 1
l_V in cm		12, 18	18, 27	24, 36	55	35	20	30	45	20
Last kN	σ_L N/mm ²	Relativverschiebungen (Verbundschlupf) in μm								
10	20	3 ¹⁾ 7 ¹⁾	11 ¹⁾ 7 ¹⁾	3 ¹⁾ 5 ¹⁾	1 ²⁾	4 ²⁾	4 ²⁾	6 ²⁾	5 ²⁾	10 ²⁾
20	40	15 15	18 16	7 11	3	8	7	13	12	30
30	60	15 25	26 22	12 18	4	13	10	19	20	68
40	80		36 28	22 27	5	18	13	29	29	102
50	100		51 41	35 35	9	24		40	44	144
60	120			47 51	18	30		54	58	
70	140				37	37		73	69	
80	160					49			86	
90	180					62				
100	200					70				

1) Mittel aus 2 Messungen

2) Mittel aus 4 Messungen

Anlage 6

Gemessene Relativverschiebungen am belasteten Laschenende bei den Vorversuchen mit 10 cm Laschenbreite

Versuch		VV 1	VV 3	VV 5	VV 7	VV 9	VV 11	VV 13	VV 17
$h_{b,o}$		> 5	> 5	> 5	> 5	> 5	3,8	0,7	> 5
l_v in cm		6 9	9 13	12 18	30	55	35	20	10
Last kN	σ_L N/mm ²	Relativverschiebungen (Verbundschlupf) in μm							
10	20	3 ¹⁾ 5 ¹⁾	3 ¹⁾ 2 ¹⁾	5 ¹⁾ 2 ¹⁾	1 ²⁾	0 ²⁾	3 ²⁾	2 ²⁾	13 ²⁾
20	40	7 18	4 4	6 2	4	1	10	4	39
30	60		5 5	7 6	7	2		8	80
40	80			9	11	4	25	12	
50	100				16	6	33	17	
60	120				19	15	41	26	
70	140				24	34	52		
80	160				37	48	61		
90	180				37	56	90		
100	200					66	97		
110	220					76			

1) Mittel aus 2 Messungen

2) Mittel aus 4 Messungen

